

**RELACION ENTRE EL DISEÑO DEL EDIFICIO E-SURA DE
BARRANQUILLA CON EL DESEMPEÑO ESPERADO POR LA
NORMA NSR-10.**

ESTEBAN DAVID DE LA HOZ GÓMEZ

ANDRÉS MIGUEL RICO ORDOÑEZ



UNIVERSIDAD DE LA COSTA CUC

Facultad de ingenierías

Programa de Ingeniería Civil

Barranquilla

2015

**MEDIR EL DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS APORTICADAS EN
CONCRETO REFORZADO UTILIZANDO EL SOFTWARE SAP 2000 V15
COMO HERRAMIENTA PARA LA MODELACIÓN DEL EDIFICIO E-SURA
EN LA CIUDAD DE BARRANQUILLA.**

ESTEBAN DAVID DE LA HOZ GÓMEZ

ANDRÉS MIGUEL RICO ORDOÑEZ

TRABAJO DE GRADO COMO REQUISITO PARA OPTAR AL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

Ing. José Luis Ahumada Villafañe
ASESOR

UNIVERSIDAD DE LA COSTA CUC

Facultad de ingenierías

Programa de Ingeniería Civil

Barranquilla

2015

NOTA DE ACEPTACIÓN

PRESIDENTE DEL JURADO

JURADO

JURADO

JURADO

Barranquilla, Abril 14 del 2015

DEDICATORIAS

Esteban David De La Hoz Gómez dedica:

Una dedicatoria muy especial va dirigida a mis padres, que son quienes han hecho parte fundamental para desarrollar este proyecto y me han brindado el apoyo incondicional para seguir adelante en mi formación profesional. De igual forma, también quiero dedicarle este trabajo a la universidad de la costa, lugar que me ha permitido adquirir muchos conocimientos, que además de brindarme la oportunidad de crecer profesionalmente, también lo ha hecho como persona.

Andrés Miguel Rico Ordoñez dedica:

En primer lugar se lo dedico a mis padres, Gabriel Ángel Rico García y Rosa Margarita Ordoñez Rodríguez, por su apoyo incondicional, por su gran motivación para que todo marchara bien con los obstáculos propuestos.

En segundo lugar, le dedico este trabajo a la Universidad de la Costa, por haberme acogido y haberse convertido en mi segundo hogar, en donde no solamente me formé profesionalmente sino también crecí como persona.

AGRADECIMIENTOS

Esteban David De La Hoz Gómez agradece:

Quiero agradecerle a DIOS todo poderoso principalmente por darme la oportunidad de ingresar a la educación superior y culminar satisfactoriamente.

También a mis hermanas que con todos sus conocimientos profesionales me han hecho el aporte necesario para terminar este trabajo como es debido. Y finalmente, a mis tutores, que han tomado gran parte de su tiempo para asesorarnos y llevarnos en todo este periodo de formación.

Andrés Miguel Rico Ordoñez agradece:

Primero que todo le agradezco a Dios por esta experiencia que me ha brindado, también a mi tío Augusto Rico García y a su señora esposa, con ayuda de ellos me brindaron la oportunidad de la formación que hoy en día tengo.

Agradecido enteramente de mi familia, amigos, compañeros. Que con ayuda de ellos este triunfo no se llevaría a cabo. Gracias a los profesores que han estado con nosotros en las enseñanzas como profesional y como persona.

RESUMEN

El siguiente proyecto está basado en la medición del nivel de desempeño de acuerdo al desplazamiento lateral obtenido de un análisis estático no lineal. Se procede a realizar un estudio de los pórticos planos seleccionados del edificio E-SURA con el fin de establecer las derivas inelásticas y sus funciones de distribución para diferentes tipos de daño. A su vez, se establece una relación a los niveles de sismicidad presentes en la ciudad de barranquilla y su área metropolitana. A partir de estos datos se proyecta realizar una gráfica donde se muestre el desempeño máximo de la estructura frente a un evento de este tipo, dando así la posibilidad de clasificarla para qué tipo de sismo está diseñada y la categoría de acuerdo a su comportamiento ante dichas cargas.

Palabras claves:

Nivel de desempeño, desplazamiento lateral, análisis estático no lineal, pórticos planos, derivas.

ABSTRACT

The next project is based on measuring the performance level according to the lateral displacement obtained from an on linear static analysis. It carries out a study of plane frame selected E-SURA building in order to establish the inelastic drifts and distribution functions for different types of damage. In turn, a relationship to the levels of seismicity present in the city of Barranquilla and its metropolitan area is established. From these data it is planned to make a graph where the maximum performance of the structures shown in front of an event of this type, thus giving the possibility to class if that type of earthquake is designed and category according to their behavior in such loads.

Keywords:

Level of performance, lateral displacement, nonlinear static analysis, plane frames, drifts.

CONTENIDO

	Pag.
INTRODUCCION	15
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	16
1. OBJETIVOS	17
1.1. Objetivo general	17
1.2. Objetivos específicos	17
2. JUSTIFICACION	18
3. MARCO TEORICO	20
3.1. Tipo de suelo	24
3.2. Espectro de diseño	27
3.2.1. Espectro de aceleraciones	27
3.3. Configuración estructural de la edificación	30
3.3.1. Reducción del valor de r para estructuras irregulares y con ausencia de redundancia	30
3.3.2. Ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica	34
3.3.2.1. Compuestos por pórticos con arriostramiento concéntricos	34
3.3.2.2. Sistemas compuestos por pórticos con arriostramiento excéntricos	34
3.3.2.3. Sistemas de pórtico resistente a momentos	35
3.3.2.4. Sistemas con muros estructurales de concreto estructural	35

3.4. Método de la fuerza horizontal equivalente	37
3.5. Periodo fundamental de la edificación	38
3.6. Fuerzas sísmicas horizontales equivalentes	39
3.7. Diseño por desempeño	40
3.8. Procedimiento no lineal estático	41
4. ANTECEDENTES DE APLICACIÓN	43
5. PROCEDIMIENTO DE MODELACION	54
6. CALCULOS	66
6.1. Análisis de carga	66
6.2. Diseño del espectro	67
6.3. Fuerzas horizontales	71
7. MODELACION PARA EL ANALISIS ESTATICO NO LINEAL	72
7.1 Discusiones	83
8. CONCLUSIONES	85
8.1. Recomendaciones	86
9. BIBLIOGRAFIA	87

INDICE DE TABLAS

	Pag.
Tabla 1. Nivel de amenaza sísmica según valores de A_a y A_v	20
Tabla 2. Valores de A_a y de A_v para las ciudades capitales de departamento	21
Tabla 3. Clasificación de los perfiles de suelo	23
Tabla 4. Valores del coeficiente F_a , para la zona de periodos cortos del espectro	24
Tabla 5. Para hallar el valor de " F_v " con referencia " A_v "	24
Tabla 6. Para hallar el valor de " F_a " con referencia " A_a "	25
Tabla 7. Valores del coeficiente de importancia, I	27
Tabla 8. Sistemas estructurales de resistencia sísmica	30
Tabla 9. Sistema estructural de muros de carga	32
Tabla 10. Sistema estructural combinado	32
Tabla 11. Sistema estructural de pórtico resistente a momentos	33
Tabla 12. Sistema estructural dual	33
Tabla 13. Descripción de la irregularidad en altura	37
Tabla 14. Valores de los parámetros C_t y α para el cálculo del periodo aproximado T_a	39
Tabla 15. Valores de desplazamiento en cada nivel	79

INDICE DE GRAFICAS

	Pag.
Grafica 1. Coeficiente de ampliación F_v del suelo para la zona de periodos intermedios del espectro	25
Grafica 2. Coeficiente de amplificación F_a del suelo para la zona de periodos cortos del espectro	26
Grafica 3. Espectro elástico de aceleraciones de diseño como fracción de g	28
Grafica 4. Punto de fluencia de una curva de capacidad	49
Grafica 5. Punto no corregido de la curva de capacidad	51
Grafica 6. Espectro de respuesta F_a vs T	71
Grafica 7. Reacción en la base vs desplazamiento	74
Grafica 8. Espectro de capacidad según ATC-40	74
Grafica 9. Método de coeficiente según FEMA-346	75
Grafica 10. Linearización equivalente según FEMA-440	75
Grafica 11. Modificación de desplazamiento según FEMA-440	76
Grafica 12. Punto de desempeño de la estructura	76

INDICE DE IMÁGENES

	Pag.
Imagen 1. Apreciación del primer daño de la estructura	48
Imagen 2. Plano correspondiente a la vista en planta del edificio suramericana ubicado en la carrera 51b # 84 – 155.	54
Imagen 3. Grilla de referencia en el software SAP 2000	55
Imagen 4. Definición de concreto para columnas y vigas	56
Imagen 5. Definición de las secciones de columnas	57
Imagen 6. Definición de las secciones de las vigas	57
Imagen 7. Definición de las secciones de las losas	58
Imagen 8. Asignación de las restricciones a cada apoyo	58
Imagen 9. Definición de los casos de carga	59
Imagen 10. Definición de las combinaciones de carga	60
Imagen 11. Asignación de las secciones transversales para columnas	61
Imagen 12. Asignación de las secciones transversales para vigas	61
Imagen 13. Asignación de las losas para cada piso	62
Imagen 13.1. Asignación de las losas para cada piso (detalle)	62
Imagen 14. Asignación de cargas vivas, muertas y de techo	63
Imagen 15. Asignación de los diafragmas en cada piso	64
Imagen 16. Asignación del espectro de respuesta	65

Imagen 17. Deformación con el sistema DMI	74
Imagen 18. Momentos generados en la estructura	78
Imagen 19. Deformación con el sistema DMO	79
Imagen 20. Momentos generados a lo largo de todo el edificio	80
Imagen 21. Valores de cortante y momento para una viga	81
Imagen 22. Deformación con el sistema DES	82

ANEXOS

	Pág.
Anexo 1. Planta estructural	88
Anexo 2. Distribución en planta en m ²	89
Anexo 3. Modelado del edificio en 3D	89
Anexo 4. Tabla de dobles de barras	90
Anexo 5. Diámetros mínimos de doblado, según NSR-10	90
Anexo 6. Detalle de barras dobladas para desarrollar el gancho estándar	91
Anexo 7. Tabla de dimensiones nominales de las barras de refuerzo	92
Anexo 8. Vigas según diseño estructural, según software DC CAD 10	92
Anexo 9. Tabla de resumen de estribos en vigas del diseño estructural	96
Anexo 10. Tipos de agrietamientos en vigas de concreto	96
Anexo 11. Columnas según diseño estructural, según software DC CAD 10	100
Anexo 12. Detalles de las barras de las columnas o croquis de medidas entre barras de columnas	103
Anexo 13. Detalle de los estribos en las columnas de distintas secciones	105
Anexo 14. Detalle de pedestal tipo 1	106
Anexo 15. Detalle de distintas cimentaciones de la edificación	109
Anexo 16. Cuadro de especificaciones estructurales	110
Anexo 17. Punto de desempeño de la estructura	111

INTRODUCCION

El tema de las construcciones con diseño sísmico puede ser manejado teniendo en cuenta la demanda de la zona y la capacidad de la edificación. Primordialmente, en las normas se han plasmado metodologías en las cuales las estructuras sean capaces de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daño alguno, sismos de mediana intensidad con pérdidas recuperables y sismos de alta intensidad sin riesgo de colapso y sin pérdidas humanas; y aunque se hayan marcado estas pautas y procedimientos, no ha sido posible definir con exactitud cuál puede ser la respuesta de una estructura ya que se diseñan para un tipo de sismo existiendo el riesgo de presentarse una actividad con mayor o menor magnitud.

Un término muy utilizado para definir la capacidad y el comportamiento de la estructura es la ductilidad, ya que se relaciona directamente con la respuesta de la edificación ante un evento sísmico. Entre más ductilidad tenga una estructura, mayor será su capacidad de absorción de fuerzas, teniendo así más oscilaciones y mejor disipación de la energía, mientras que una estructura rígida, será más propensa a agrietarse y por ende a colapsar.

Principalmente, la finalidad de los diseños con especificaciones sísmicas se centran en que cuando se presente algún tipo de falla o un evento que pueda perturbar la estabilidad de la edificación, esta se comporte de tal manera que desarrolle una redistribución de resistencias que la conlleve a un tipo de falla conocido y tolerante, diseño que está basado en el buen reforzamiento de las columnas y de poca firmeza en las vigas, dando así rotulas con mayor capacidad de oscilación. Con base en el criterio anterior, se destacan los conceptos de resistencia y desempeño, términos que hasta la fecha han sido reevaluados y con los que se puede definir los tipos de amenazas sísmicas.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Los daños estructurales resultan cuando los esfuerzos actuantes superan a los esfuerzos resistentes, y como consecuencia de tal eventualidad los deterioros pueden ser originados por diversas causas, como el desplazamiento de la fundación, pérdida de resistencia del suelo por licuefacción, fallas o movimientos de tierra y avalanchas, entre otras. Sin embargo, el principal origen del daño estructural reconocido en el diseño sísmico de edificios es aquel debido a la respuesta dinámica de la construcción ante el movimiento del suelo sobre el cual se apoya la fundación. Por ello, para estimar las cargas de diseño, es necesario contar con registros de los movimientos sísmicos de la región y parámetros como la rigidez y masa de la estructura.

El efecto producido por los movimientos sísmicos depende de la situación de la edificación con respecto a las zonas de actividad sísmica en el mundo. Dichos movimientos le transmiten a las construcciones aceleraciones, que producen en las estructuras reacciones de inercia, según la masa y distribución en la estructura. En terrenos firmes la frecuencia es más alta que en terrenos blandos, lo que indica que el número de ciclos de oscilación del terreno por unidad de tiempo es mayor, sintiéndose el movimiento mucho más violento y rápido que en los terrenos blandos, donde son más lentos los desplazamientos y la duración total suele ser mucho mayor.

Por otro lado, las características dinámicas de las estructuras no son fáciles de estimar correctamente, debido a las incertidumbres existentes en la determinación de las propiedades elástico-geométricas de los elementos que conforman las estructuras, a la variación de las propiedades al presentarse comportamiento inelástico, así como a inquietudes en cuanto a la colaboración a la resistencia y rigidez de elementos no estructurales, que suelen participar en la respuesta sísmica debido a que es difícil desligarlos adecuadamente de la estructura.

1. OBJETIVOS

1.1. OBJETIVO GENERAL

- Medir el desempeño de estructuras aporticadas en concreto reforzado utilizando el software SAP 2000 V15 como herramienta para la modelación del edificio E-SURA en la ciudad de barranquilla.

1.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Obtener las fuerzas sísmicas y los desplazamientos horizontales a partir de las fuerzas aplicadas al edificio E-SURA.
- Analizar la edificación mediante el análisis estático no lineal para determinar su comportamiento.
- Evaluar el modelo ya construido para diferente niveles de cargas laterales.
- Obtener el cortante basal resistente y la masa total de la edificación por la cual son aplicados a la edificación.
- Analizar los resultados obtenidos con el software y obtener el desempeño de cómo se comporta la estructura.

2. JUSTIFICACION

Existen diversos métodos para la determinación de los esfuerzos generados por las cargas laterales y axiales aplicadas sobre una estructura, desde los más sencillos hasta los más complejos, que pueden ser ayudados a ser desarrollados con el apoyo de una computadora.

Una estructura diseñada para resistir las cargas originadas por un sismo en su totalidad, se comportará elásticamente en toda su vida útil. Sin embargo, si su resistencia es menor pero se le provee de ductilidad suficiente para desarrollar desplazamientos considerables, mayores que los correspondientes al límite elástico, la estructura también podrá responder satisfactoriamente a las mismas sollicitaciones. La razón de esto es que parte de la energía generada por el sismo es disipada por efecto del movimiento oscilatorio y de las deformaciones plásticas que presenta la estructura.

Diseñar una estructura para resistir de forma integral los esfuerzos generados por un movimiento sísmico no es económico. Por ello, actualmente se prefiere reducir la carga de diseño y garantizar la capacidad de la estructura para disipar energía. Esta solución, aunque más económica, implica que la estructura se comportará dentro del rango plástico, y que por lo tanto, se esperan daños en ella pero no de magnitud suficiente para llevarla al colapso.

La construcción de edificaciones sismorresistentes no es solamente la puesta en práctica de una teoría, sino que se le debe dar también la forma y el carácter de ley obligatoria para que pueda redundar en niveles más altos de bienestar social. Para ello, el proyecto por una parte debe ser una teoría racional sostenida por fundamentos prácticos, y por otra debe tener una lógica clara y simple que todos puedan aceptar como aprobación.

El desarrollo de las computadoras y el aumento de los registros del movimiento del suelo durante los terremotos han permitido conocer cada vez mejor el

comportamiento real de las estructuras sometidas a la acción sísmica, y han puesto de manifiesto la extrema dificultad que presenta el proyectar estos edificios de mediana o baja altura teniendo en cuenta las resistencias y las deformaciones. Es por ello que se torna esencial la modelación y/o proyección de los pórticos ante las cargas sísmicas por medio de software que asemejen el comportamiento durante las perturbaciones laterales sobre los edificios, con el fin de minimizar lo más posible el riesgo de colapso. Dicha metodología también es posible implementarla en edificaciones ya construidas, teniendo en cuenta sus diseños y sus posibles comportamientos en relación con la norma con la cual han sido diseñadas; tal punto de vista abre las puertas para evaluar las cargas y las derivas esperadas durante un evento sísmico.

3. MARCO TEORICO

En los últimos años se han desarrollado nuevas metodologías para estimar la demanda sísmica en edificaciones existentes utilizando técnicas de análisis estático no-lineal. Algunos documentos como el ATC-40 y el FEMA-356 contienen procedimientos simplificados que incorporan el análisis estático no-lineal con el objetivo de estimar de una manera más real el desempeño de las estructuras y construyen un avance con relación a las técnicas tradicionales de análisis lineal con espectro reducidos. No obstante, se han publicado trabajos que han evaluado los procedimientos propuestos por el ATC-40 y el FEMA-356 concluyendo que la demanda sísmica estimada por estos métodos puede diferir significativamente de demanda real obtenida con el método “exacto” de análisis dinámico no-lineal.

En Colombia existen diversas zonas de amenazas sísmicas que de acuerdo a su ubicación geográfica y topográfica, se determinan los niveles de sismicidad que son bajo, intermedio y alto, en la cual la ciudad de barranquilla se encuentra ubicada en las zonas de amenaza sísmica baja.

De acuerdo a la aceleración horizontal pico efectiva (A_a) y a la velocidad horizontal pico efectiva (A_v), estos niveles se establecen de la siguiente manera:

Mayor valor entre A_a y A_v	Asociado en mapas de las figuras A.2.3-2 y A.2.3-3 a Región N°	Amenaza Sísmica
0.50	10	Alta
0.45	9	Alta
0.40	8	Alta
0.35	7	Alta
0.30	6	Alta
0.25	5	Alta
0.20	4	Intermedia
0.15	3	Intermedia
0.10	2	Baja
0.05	1	Baja

Tabla 1. Nivel de amenaza sísmica según valores de A_a y A_v ¹

¹ Tabla A.2.3-1 NSR-10

Y con respecto a las ciudades:

Ciudad	Aa	Av	Zona de Amenaza Sísmica
Arauca	0.15	0.15	Intermedia
Armenia	0.25	0.25	Alta
Barranquilla	0.10	0.10	Baja
Bogotá D. C.	0.15	0.20	Intermedia
Bucaramanga	0.25	0.25	Alta
Cali	0.25	0.25	Alta
Cartagena	0.10	0.10	Baja
Cúcuta	0.35	0.30	Alta
Florencia	0.20	0.15	Intermedia
Ibagué	0.20	0.20	Intermedia
Leticia	0.05	0.05	Baja
Manizales	0.25	0.25	Alta
Medellín	0.15	0.20	Intermedia
Mitú	0.05	0.05	Baja
Mocoa	0.30	0.25	Alta
Montería	0.10	0.15	Intermedia
Neiva	0.25	0.25	Alta
Pasto	0.25	0.25	Alta
Pereira	0.25	0.25	Alta
Popayán	0.25	0.20	Alta
Puerto Carreño	0.05	0.05	Baja
Puerto Inírida	0.05	0.05	Baja
Quibdó	0.35	0.35	Alta
Riohacha	0.10	0.15	Intermedia
San Andrés, Isla	0.10	0.10	Baja
Santa Marta	0.15	0.10	Intermedia
San José del Guaviare	0.05	0.05	Baja
Sincelejo	0.10	0.15	Intermedia
Tunja	0.20	0.20	Intermedia
Valledupar	0.10	0.10	Baja
Villavicencio	0.35	0.30	Alta
Yopal	0.30	0.20	Alta

Tabla 2. Valores de A_a y de A_v para las ciudades capitales de departamento²

² Tabla A.2.3-2 NSR-10

Se prescriben dos factores de amplificación del espectro por efectos de sitio, F_a y F_v , los cuales afectan la zona del espectro de períodos cortos y períodos intermedios, respectivamente. Los efectos locales de la respuesta sísmica de la edificación deben evaluarse con base en los perfiles de suelo dados a continuación, independientemente del tipo de cimentación empleado. La identificación del perfil de suelo se realiza a partir de la superficie del terreno. Cuando existan sótanos, o en edificio en ladera, el ingeniero geotecnista, de acuerdo con el tipo de cimentación propuesta, puede variar el punto a partir del cual se inicia la definición del perfil, por medio de un estudio acerca de la interacción que pueda existir entre la estructura de contención y el suelo circundante; pero en ningún caso este punto puede estar por debajo de la losa sobre el terreno del sótano inferior.

Se definen seis tipos de perfil de suelo. Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A a E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciables deben subdividirse, asignándoles un subíndice i que va desde 1 en la superficie, hasta n en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil. Para el perfil tipo F se aplican otros criterios y la respuesta no debe limitarse a los 30 m superiores del perfil en los casos de perfiles con espesor de suelo significativo.

Para la definición del tipo de perfil del suelo, se deben tener en cuenta los siguientes parámetros:

- a. la velocidad media de la onda de cortante, v_s , en m/s
- b. el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, N , en golpes/pie a lo largo de todo el perfil
- c. cuando se trate de considerar por separado los estratos no cohesivos y los cohesivos del perfil, para los estratos de suelos no cohesivos se determinará el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, N_{ch} , en golpes/pie, y para los cohesivos la resistencia media al corte obtenida del ensayo para determinar su resistencia no drenada, su , en kPa. Además se emplean el Índice de Plasticidad (IP), y el contenido de agua en porcentaje, w .

El procedimiento que se emplea para definir el tipo de perfil de suelo se basa en los valores de los parámetros del suelo de los 30 metros superiores del perfil, medidos en el sitio:

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{v}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_u \geq 100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$180 \text{ m/s} > \bar{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u$
F	<p>Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases:</p> <p>F₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.</p> <p>F₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3 \text{ m}$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).</p> <p>F₃ — Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5 \text{ m}$ con Índice de Plasticidad $IP > 75$)</p> <p>F₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 36 \text{ m}$)</p>	

Tabla 3. Clasificación de los perfiles de suelo³

En la siguiente tabla se dan los valores del coeficiente **Fa** que amplifica las ordenadas del espectro en roca para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de períodos cortos del orden de **T₀**.

³ Tabla A.2.4-1 NSR-10

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Tabla 4. Valores del coeficiente F_a , para la zona de periodos cortos del espectro⁴

3.1. TIPO DE SUELO

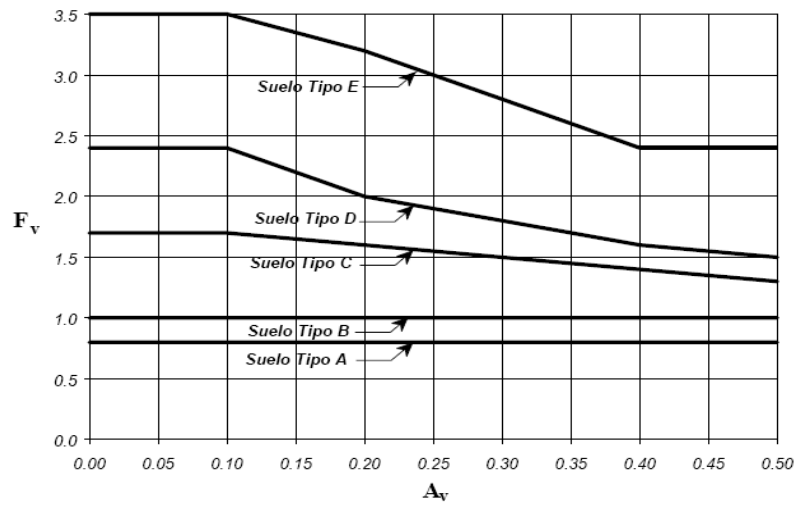
El procedimiento que se emplea para definir el tipo de perfil de suelo se basa en los valores de los parámetros del suelo de los 30 metros superiores del perfil, medidos en el sitio descrito en la siguiente tabla:

TIPO DE PERFIL	INTENSIDAD DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Véase nota	Véase nota	Véase nota	Véase nota	Véase nota
Nota: Para el perfil tipo F debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda.					

Tabla 5. Para hallar el valor de "Fv" con referencia "Av"⁵

⁴ Tabla A.2.4-3 NSR-10

⁵ Tabla A.2.4-4 NSR-10



Grafica 1. Coeficiente de ampliación F_v del suelo para la zona de periodos intermedios del espectro⁶

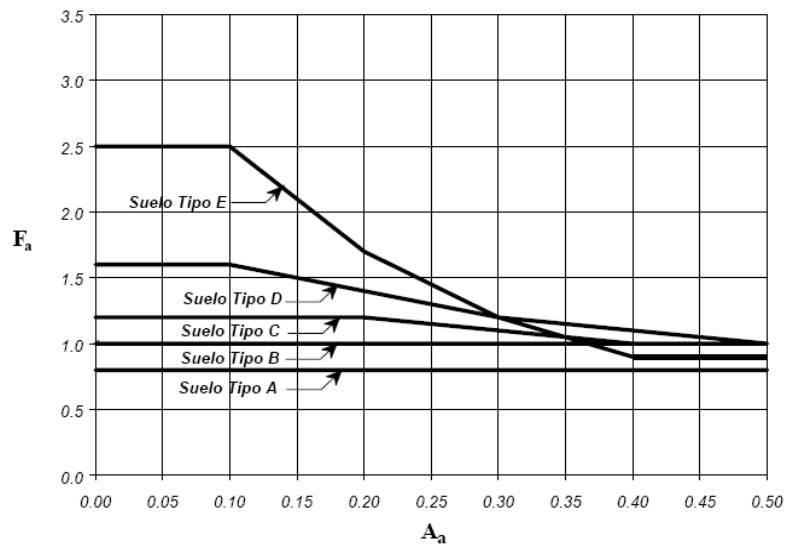
Para hallar el valor de "Fa" con referencia "Aa"

TIPO DE PERFIL	INTENSIDAD DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS				
	Aa ≤ 0.1	Aa = 0.2	Aa = 0.3	Aa = 0.4	Aa ≥ 0.5
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Véase nota	Véase nota	Véase nota	Véase nota	Véase nota
Nota: Para el perfil tipo F debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.					

Tabla 6. Para hallar el valor de "Fa" con referencia "Aa"⁷

⁶ Figura A.2.4-1 NSR-10

⁷ Tabla A.2.4-3 NSR-10



Grafica 2. Coeficiente de amplificación F_a del suelo para la zona de periodos cortos del espectro⁸

Combinaciones básicas: el diseño de las estructuras, sus componentes y cimentaciones debe hacerse de tal forma que sus resistencias de diseño igualen o excedan los efectos producidos por las cargas mayoradas en las siguientes combinaciones:

1.4 (D+F)

1.2 (D+F+T) + 1.6 (L+H) + 0.5 (L_r ó G ó L_e)

1.2D + 1.6 (L_r ó G ó L_e) + (L ó 0.8w)

1.2D + 1.6 W + 1.0L + 0.5 (L_r ó G ó L_e)

1.2D + 1.0E + 1.0L

0.9D + 1.6W + 1.6H

0.9D + 1.0E + 1.6H

⁸ Figura A.2.4-1 NSR-10

Valores del coeficiente de importancia, I

Grupo de uso	Coeficiente de importancia I
IV	1,5
III	1,25
II	1,1
I	1

Tabla 7. Valores del coeficiente de importancia, I⁹

3.2. ESPECTRO DE DISEÑO

3.2.1. Espectro de aceleraciones: La forma del espectro elástico de aceleraciones, **Sa**. Expresada como fracción de la gravedad, para un Coeficiente de cinco por ciento (5%) del amortiguamiento crítico, que se debe utilizar en el diseño.

$$S_a = \frac{1.2 A_v f_v I}{T}$$

Para períodos de vibración menores de **T_c**, el valor de **Sa**:

$$T_c = 0.48 \frac{A_v f_v}{A_a F_a}$$

$$S_a = 2.5 A_a F_a I$$

Para períodos de vibración mayores que **T_L**, el valor de **Sa** no puede ser menor.

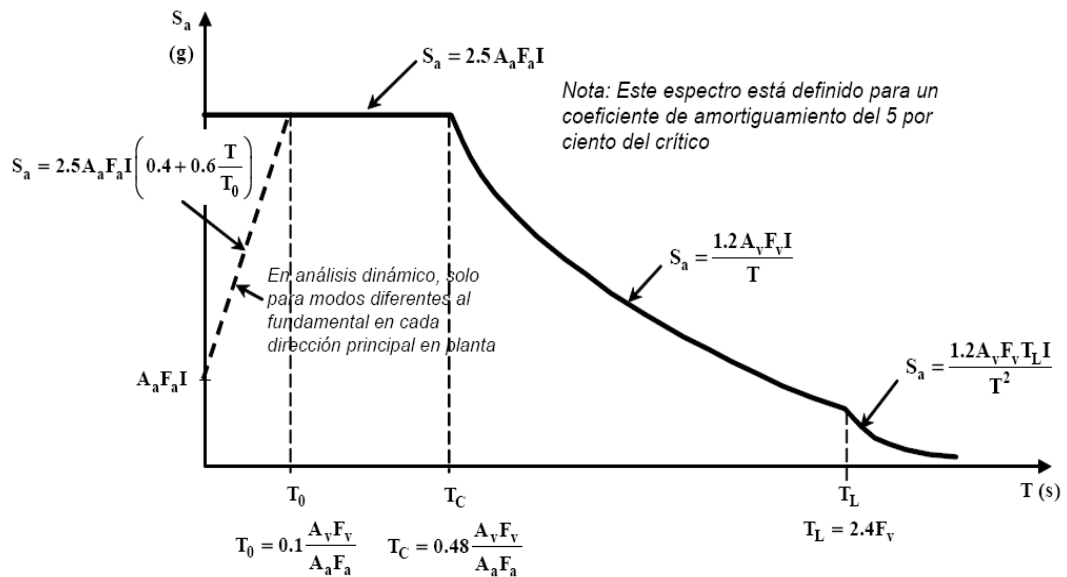
$$T_L = 2.4 F_v$$

$$S_a = \frac{1.2 A_v f_v T_L I}{T^2}$$

⁹ Tabla A.2.5-1 NSR-10

Cuando se utilice el análisis dinámico, para períodos de vibración diferentes del fundamental, menores de **T₀**, el espectro de diseño puede obtenerse de la siguiente ecuación.

$$T_0 = 0.1 \frac{A_v F_v}{A_a F_a} \quad S_a = 2.5 A_a F_a I \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right)$$



Gráfica 3. Espectro elástico de aceleraciones de diseño como fracción de g¹⁰

Se destacan cuatro tipos generales de sistemas estructurales de resistencia sísmica, los cuales se subdividen según los tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas y el grado de capacidad de disipación de energía del material estructural empleado. Entre estos métodos se tiene el muro de carga, que es un sistema estructural que no dispone de un pórtico esencialmente completo y en el cual las cargas verticales son resistidas por los muros de carga y las fuerzas horizontales son resistidas por muros estructurales o pórticos con diagonales. También se resaltan los sistemas combinados donde Las cargas verticales son resistidas por un pórtico no resistente a momentos, esencialmente completo, y las fuerzas horizontales son resistidas por muros

¹⁰ Figura A.2.6-1 NSR-10

estructurales o pórticos con diagonales; o Las cargas verticales y horizontales son resistidas por un pórtico resistente a momentos, esencialmente completo, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales, y que no cumple los requisitos de un sistema dual. De igual forma sobre sale el sistema de pórtico que está compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales. Y por último se tiene el sistema dual que tiene un pórtico espacial resistente a momentos y sin diagonales, combinado con muros estructurales o pórticos con diagonales; y para que el sistema estructural se pueda clasificar como sistema dual, el pórtico debe ser resistente a momentos, sin diagonales, esencialmente completo, y soportar las cargas verticales. También se hace necesario que las fuerzas horizontales sean resistidas por la combinación de muros estructurales o pórticos con diagonales, con el pórtico resistente a momentos, el cual puede ser un pórtico de capacidad especial de disipación de energía (*DES*), cuando se trata de concreto reforzado o acero estructural, un pórtico con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*) de concreto reforzado, o un pórtico con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*) de acero estructural. El pórtico resistente a momentos, actuando independientemente, debe diseñarse para que sea capaz de resistir como mínimo el 25 por ciento del cortante sísmico en la base. Los dos sistemas deben diseñarse de tal manera que en conjunto sean capaces de resistir la totalidad del cortante sísmico en la base, en proporción a sus rigideces relativas, considerando la interacción del sistema dual en todos los niveles de la edificación, pero en ningún caso la responsabilidad de los muros estructurales, o de los pórticos con diagonales, puede ser menor del 75 por ciento del cortante sísmico en la base.

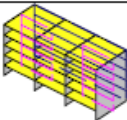


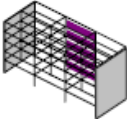


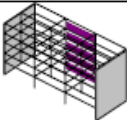
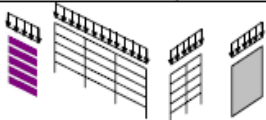
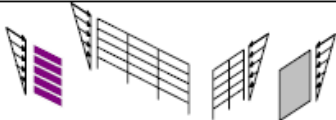
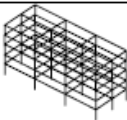
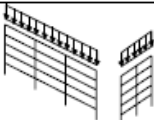
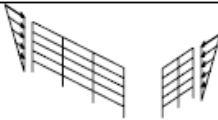
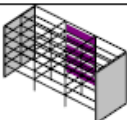
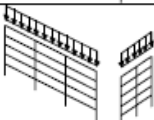
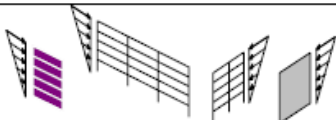
SISTEMA		CARGAS VERTICALES	FUERZAS HORIZONTALES
MUROS DE CARGA			
COMBINADO			
			
PÓRTICO			
DUAL			

Tabla 8. Sistemas estructurales de resistencia sísmica

3.3. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN

Para efectos de diseño sísmico la edificación debe clasificarse como regular o irregular en planta y en altura o como redundante o con ausencia de redundancia. Se entiende por configuración estructural de la edificación, no solamente la forma exterior de ella y su tamaño, sino la naturaleza, las dimensiones y la localización de los elementos estructurales y no estructurales, que afecten el comportamiento de la edificación ante las solicitaciones sísmicas.

3.3.1. REDUCCIÓN DEL VALOR DE R PARA ESTRUCTURAS IRREGULARES Y CON AUSENCIA DE REDUNDANCIA: Cuando una estructura se clasifique como irregular, el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía **R** que se utilice en el diseño sísmico de la edificación, debe reducirse multiplicándolo

por ϕ_p , debido a irregularidades en planta, por ϕ_a debido a irregularidades en altura, y por ϕ_r debido a ausencia de redundancia.

$$R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$$

Donde:

ϕ_a = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en altura de la edificación.

ϕ_p = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta de la edificación.

ϕ_r = coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por ausencia de redundancia en el sistema de resistencia sísmica.

R_0 = coeficiente de capacidad de disipación de energía básico definido para cada sistema estructural y cada grado de capacidad de disipación de energía del material estructural.

A. SISTEMA DE MUROS DE CARGA		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			alta		intermedia		Baja	
				uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Paneles de cortante de madera	muros ligeros de madera laminada	3.0	2.5	si	6 m	si	9 m	si	12 m
2. Muros estructurales									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	el mismo	5.0	2.5	si	50 m	si	sin límite	si	Sin límite
b. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	4.0	2.5	no se permite		si	50 m	si	Sin límite
c. Muros de concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	el mismo	2.5	2.5	no se permite		no se permite		si	50 m
d. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas rellenas	el mismo	3.5	2.5	si	50 m	si	sin límite	si	Sin límite
e. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	el mismo	2.5	2.5	si	30 m	si	50 m	si	Sin límite
f. Muros de mampostería parcialmente reforzada de bloque de perforación vertical	el mismo	2.0	2.5	Grupo I	2 pisos	si	12 m	si	18 m
g. Muros de mampostería confinada	el mismo	2.0	2.5	Grupo I	2 pisos	Grupo I	12 m	Grupo I	18 m
h. Muros de mampostería de cavidad reforzada	el mismo	4.0	2.5	si	45 m	si	60 m	si	Sin límite
i. Muros de mampostería no reforzada (no tiene capacidad de disipación de energía)	el mismo	1.0	2.5	no se permite		no se permite		Grupo I (Nota 3)	2 pisos

Tabla 9. Sistema estructural de muros de carga¹¹

B. SISTEMA COMBINADO		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			alta		intermedia		baja	
				uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos de acero con diagonales excéntricas									
a. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	7.0	2.0	si	45 m	si	60 m	si	Sin Límite
b. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si las conexiones con las columnas por fuera del vínculo no son resistentes a momento	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	6.0	2.0	si	45 m	si	60 m	si	sin Límite
c. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si el vínculo no se conecta a la columna	pórticos de acero no resistentes a momentos	6.0	2.0	si	30 m	si	45 m	si	Sin Límite
d. Pórticos de acero con diagonales excéntricas si el vínculo tiene conexión resistente a momento con la columna	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)	5.0	2.0	si	30 m	si	45 m	si	Sin Límite

Tabla 10. Sistema estructural combinado¹²

¹¹ Tabla A.3-1 NSR-10

¹² Tabla A.3-2 NSR-10

C. SISTEMA DE PÓRICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			Alta		Intermedia		baja	
				uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)									
a. De concreto (DES)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DES)	el mismo	7.0 (Nota-3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. De acero con cerchas dúctiles (DES)	Pórticos de acero resistentes o no a momentos	6.0	3.0	si	30 m	si	45 m	si	sin límite
2. Pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)									
a. De concreto (DMO)	el mismo	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DMO)	el mismo	5.0 (Nota-3)	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos con conexiones rígidas (DMO)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
3. Pórticos resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMI)									
a. De concreto (DMI)	el mismo	2.5	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
b. De acero (DMI)	el mismo	3.0	2.5	no se permite		no se permite		si	Sin límite
c. Mixtos con conexiones totalmente restringidas a momento (DMI)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	3.0	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
d. Mixtos con conexiones parcialmente restringidas a momento	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	6.0	3.0	no se permite		si	30 m	si	50 m
e. De acero con cerchas no dúctiles	el mismo	1.5	1.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	12 m
f. De acero con perfiles de lámina doblada en frío y perfiles tubulares estructurales PTE que no cumplen los requisitos de F.2.2.4 para perfiles no esbeltos (nota 6)	el mismo	1.5	1.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	Sin límite

Tabla 11.Sistema estructural de pórtico resistente a momentos

D. SISTEMA DUAL		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 3)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			Alta		intermedia		baja	
				uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Muros estructurales									
a. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	8.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. Muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	8.0	2.5	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	6.0	2.5	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
d. Muros de concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	6.0	2.5	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
e. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas rellenas	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	5.5	3.0	si	45 m	si	45 m	si	45 m
f. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DES) con todas las celdas rellenas	pórticos de acero resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)	5.5	3.0	si	45 m	si	45 m	si	45 m
g. Muros de mampostería reforzada de bloque de perforación vertical (DMO)	pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	4.5	2.5	si	35 m	si	35 m	si	35 m

Tabla 12.Sistema estructural dual

3.3.2. AUSENCIA DE REDUNDANCIA EN EL SISTEMA ESTRUCTURAL DE RESISTENCIA SÍSMICA:

Debe asignarse un factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, ϕ_r , en las dos direcciones principales en planta de la siguiente manera:

En edificaciones con un sistema estructural con capacidad de disipación de energía mínima (DMI): Para edificaciones cuyo sistema estructural de resistencia sísmica es de un material que cumple los requisitos de capacidad de disipación de energía mínima (DMI) el valor del factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, ϕ_r , se le asigna un valor de la unidad ($\phi_r=1.0$).

En edificaciones con un sistema estructural con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) y especial (DES): *Para edificaciones cuyo sistema estructural es de un material que cumple los requisitos de capacidad de disipación de energía moderada (DMO) o especial (DES) el valor del factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, ϕ_r , se le puede asignar un valor de la unidad ($\phi_r = 1.0$) cuando en todos los pisos que resistan más del 35 por ciento del corte basal en la dirección bajo estudio el sistema estructural de resistencia sísmica cumpla las siguientes condiciones de redundancia:*

3.3.2.1. En sistemas compuestos por pórticos con arrastramientos

concéntricos: La falla de cualquiera de las diagonales o sus conexiones al pórtico no resulta en una reducción de más del 33 por ciento de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional en planta extrema (Tipo 1bP).

3.3.2.2. En sistemas compuestos por pórticos con arrastramientos

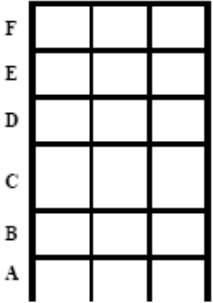
excéntricos: La pérdida de resistencia a momento (si se trata de vínculos a momento), o a cortante (para el caso de vínculos a corte), de los dos extremos de un vínculo no resulta en una reducción de más del 33 por ciento de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional en planta extrema (Tipo 1bP).

3.3.2.3. En sistemas de pórtico resistente a momentos: La pérdida de la resistencia a momento en la conexión viga-columna de los dos extremos de una viga no resulta en una reducción de más del 33 por ciento de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional en planta extrema (Tipo 1bP).

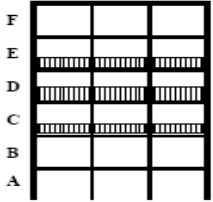
3.3.2.4. En sistemas con muros estructurales de concreto estructural: La falla de un muro estructural o de una porción de él que tengan una relación de la altura del piso a su longitud horizontal mayor de la unidad, o de los elementos colectores que lo conectan al diafragma, no resulta en una reducción de más del 33 por ciento de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso ni produce una irregularidad torsional en planta extrema (Tipo 1bP).

En los sistemas estructurales que no cumplan las condiciones enunciadas en (a) a (d) el factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, ϕ_r , se le debe asignar un valor de $\phi_r = 0.75$.

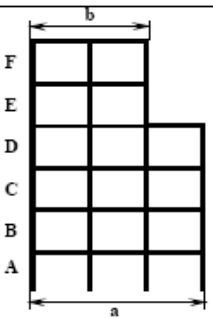
Tipo	Descripción de la irregularidad en altura	ϕ_a	Referencias
1aA	Piso flexible (Irregularidad en rigidez) — Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 70 por ciento pero superior o igual al 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 80 por ciento pero superior o igual al 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.3.5.1, A.3.4.2,
1bA	Piso flexible (Irregularidad extrema en rigidez) — Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.8	A.3.3.5.1, A.3.4.2,

<p>Tipo 1aA — Piso flexible $\phi_a = 0.9$ $0.60 \text{ Rigidez } K_D \leq \text{Rigidez } K_C < 0.70 \text{ Rigidez } K_D$ o $0.70 (K_D + K_E + K_F) / 3 \leq \text{Rigidez } K_C < 0.80 (K_D + K_E + K_F) / 3$</p>	
<p>Tipo 1bA — Piso flexible extremo $\phi_a = 0.8$ $\text{Rigidez } K_C < 0.60 \text{ Rigidez } K_D$ o $\text{Rigidez } K_C < 0.70 (K_D + K_E + K_F) / 3$</p>	

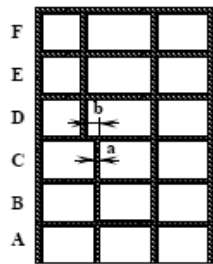
2A	<i>Irregularidad en la distribución de las masas</i> — Cuando la masa, m_i , de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos contiguos, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de cubiertas que sean más livianas que el piso de abajo.	0.9	A.3.3.5.1, A.3.4.2.
-----------	--	-----	------------------------

<p>Tipo 2A — Distribución masa — $\phi_a = 0.9$</p> <p> $m_D > 1.50 m_E$ o $m_D > 1.50 m_C$ </p>	
--	---

3A	<i>Irregularidad geométrica</i> — Cuando la dimensión horizontal del sistema de resistencia sísmica en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de los altillos de un solo piso.	0.9	A.3.4.2.
-----------	---	-----	----------

<p>Tipo 3A — Geométrica — $\phi_a = 0.9$</p> <p>$a > 1.30 b$</p>	
--	--

4A	<i>Desplazamientos dentro del plano de acción</i> — La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, dentro del mismo plano que los contiene, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos, se eximen de esta consideración de irregularidad.	0.8	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.12.
-----------	---	-----	-----------------------------------

<p>Tipo 4A — Desplazamiento dentro del plano de acción — $\phi_a = 0.8$</p> <p>$b > a$</p>	
--	---

5aA	Piso débil — Discontinuidad en la resistencia — Cuando la resistencia del piso es menor del 80 por ciento de la del piso inmediatamente superior pero superior o igual al 65 por ciento, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.2.4.1, A.3.3.6, A.3.3.7, A.3.4.2.
5bA	Piso débil — Discontinuidad extrema en la resistencia — Cuando la resistencia del piso es menor del 65 por ciento de la del piso inmediatamente superior, entendiendo la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.8	A.3.2.4.1, A.3.3.6, A.3.3.7, A.3.4.2.

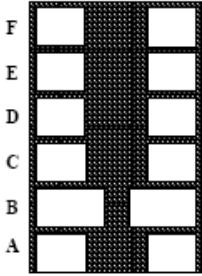
<p>Tipo 5aA — Piso débil $\phi_a = 0.9$</p> <p>$0.65 \text{ Resist. Piso C} \leq \text{Resist. Piso B} < 0.80 \text{ Resist. Piso C}$</p>	
<p>Tipo 5bA — Piso débil extremo $\phi_a = 0.8$</p> <p>$\text{Resistencia Piso B} < 0.65 \text{ Resistencia Piso C}$</p>	

Tabla 13. Descripción de la irregularidad en altura

3.4. MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE

Puede utilizarse el método de la fuerza horizontal equivalente en las siguientes edificaciones:

- (a) Todas las edificaciones, regulares e irregulares, en las zonas de amenaza sísmica baja
- (b) Todas las edificaciones, regulares e irregulares, pertenecientes al grupo de uso I localizadas en zonas de amenaza sísmica intermedia
- (c) Edificaciones regulares, de 20 niveles o menos y 60 m de altura o menos medidos desde la base, en cualquier zona de amenaza sísmica, exceptuando

edificaciones localizadas en lugares que tengan un perfil de suelo tipo D, E o F, con periodos de vibración mayores de 2TC

(d) Edificaciones irregulares que no tengan más de 6 niveles ni más de 18 m de altura medidos a partir de la base

(e) Estructuras flexibles apoyadas sobre estructuras más rígidas.

3.5. PERÍODO FUNDAMENTAL DE LA EDIFICACIÓN

El valor del período fundamental de la edificación, T , debe obtenerse a partir de las propiedades de su sistema de resistencia sísmica, en la dirección bajo consideración, de acuerdo con los principios de la dinámica estructural, utilizando un modelo matemático linealmente elástico de la estructura. Este requisito puede suplirse por medio del uso de la siguiente ecuación:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (m_i \delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (f_i \delta_i)}}$$

El valor de T no puede exceder $C_u T_a$, donde C_u se calcula por medio de la siguiente ecuación (pero no debe ser menor de 1.2):

$$C_u = 1.75 - 1.2 A_v F_v$$

Y T_a se calcula así:

$$T_a = C_t h^a$$

Donde C_t y α tienen los valores dados en la siguiente tabla:

Sistema estructural de resistencia sísmica	C_t	α
Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.047	0.9
Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.072	0.8
Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo.	0.073	0.75
Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería	0.049	0.75
Alternativamente, para estructuras que tengan muros estructurales de concreto reforzado o mampostería estructural, pueden emplearse los siguientes parámetros C_t y α , donde C_w se calcula utilizando la ecuación A.4.2-4.	$\frac{0.0062}{\sqrt{C_w}}$	1.00

Tabla 14. Valores de los parámetros C_t y α para el cálculo del periodo aproximado T_a

3.6. FUERZAS SÍSMICAS HORIZONTALES EQUIVALENTES

El cortante sísmico en la base, V_s , equivalente a la totalidad de los efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño, en la dirección en estudio, se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$V_s = S_a g M$$

El valor de S_a en la ecuación anterior corresponde al valor de la aceleración, como fracción de la de la gravedad.

La fuerza sísmica horizontal, F_x , en cualquier nivel x , para la dirección en estudio, debe determinarse usando la siguiente ecuación:

$$F_x = C_{vx} V_s$$

Donde:

$$C_{vx} = \frac{m x h x^k}{\sum_{i=1}^n (m_i h_i^k)}$$

Donde **k** es un exponente relacionado con el período fundamental, **T**, de la edificación de la siguiente manera:

- (a) Para **T** menor o igual a 0.5 segundos, **k**=1.0,
- (b) Para **T** entre 0.5 y 2.5 segundos, **k**=0.75+0.5**T**, y
- (c) Para **T** mayor que 2.5 segundos, **k**=2.0.

3.7. DISEÑO POR DESEMPEÑO

La base primordial de un diseño por desempeño es la de mantener la seguridad de una edificación ante la presencia de un evento sísmico.

Los tipos de sismo se clasifican de acuerdo al diseño por desempeño en sismo de servicio, donde se analiza y diseña la estructura con 50% de probabilidad de ocurrencia en los próximos 50 años, cuyo resultado de este análisis no permite que se tenga daño estructural alguno; sismo de diseño, en el que se analiza y diseña la estructura para un sismo con 67% de probabilidad del sismo máximo esperado, el resultado de este análisis permite la deformación estructural dentro de los límites aceptables sin causar riesgos, la vida está protegida, sin embargo, algunos elementos no estructurales pueden sufrir daños tales como fisuras o grietas y la edificación permanece de pie, y por último, el sismo máximo esperado, donde se considera el 2% de probabilidad en 50 años, la estructura va a responder con alto grado de confianza ante el

sismo máximo esperado mientras se mantiene su estabilidad, no presentando colapso.

3.8. PROCEDIMIENTO NO LINEAL ESTÁTICO

Se debe definir un modelo matemático de la estructura que represente adecuadamente la distribución espacial de la masa y de la rigidez del sistema estructural considerando los efectos de la no linealidad de los componentes para los niveles de deformación que excedan el límite proporcional. Se deben incluir los efectos PDelta en el análisis.

La estructura se debe analizar para la aplicación de las acciones sísmicas ocurriendo simultáneamente con los efectos de carga muerta combinadas con no menos del 25 por ciento de las cargas vivas requeridas por el diseño, reducidas como se permita para el área de un piso individual. Las fuerzas laterales se deben aplicar al centro de la masa de cada nivel y deben ser proporcionales a la distribución obtenida de un análisis modal para el modo fundamental de respuesta en la dirección que se está considerando. Las cargas laterales se deben incrementar de manera monotonica.

Se debe ajustar una curva bilineal a la curva de capacidad, de tal manera que el primer segmento de la curva bilineal coincida con la curva de capacidad al 60% de la capacidad efectiva a la fluencia; el segundo segmento debe coincidir con la curva de capacidad en el desplazamiento objetivo y el área bajo la curva bilineal debe ser igual al área bajo la curva de capacidad entre el origen y el desplazamiento objetivo. La resistencia efectiva a la fluencia V_y , corresponde al total de la fuerza lateral aplicada en la intersección de los dos segmentos. El desplazamiento efectivo de fluencia δy , corresponde al desplazamiento del punto de control en la intersección de los dos segmentos de línea.

El periodo efectivo fundamental T_e , se debe determinar utilizando la siguiente ecuación:

$$T_e = T_I \sqrt{\frac{V_I / \delta I}{V_y / \delta y}}$$

Dónde: V_I , δI , y T_I se determinan para el primer incremento de la carga lateral.

El desplazamiento objetivo del punto de control δT , se debe determinar utilizando la siguiente ecuación:

$$\delta T = C_0 C_1 S_a \left(\frac{T_e}{2\pi} \right)^2 g$$

El coeficiente C_0 se debe calcular utilizando la ecuación como:

$$C_0 = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_i^2}{\sum_{i=1}^n m_i}$$

Donde:

m_i = la porción de la masa total M localizada en el Nivel i

ϕ_i = la amplitud del vector característico de forma al Nivel i

Cuando el periodo fundamental efectivo de la estructura en la dirección bajo consideración, T_e , es mayor que T_c , el coeficiente C_1 se debe tomar como 1.0. De lo contrario el valor del coeficiente C_1 se debe calcular utilizando la ecuación así:

$$C_1 = \frac{1}{R_d} \left(1 + \frac{(R_d - 1) T_c}{T_e} \right)$$

Dónde: R_d es dado por la ecuación de la siguiente manera:

$$R_d = \frac{S_a M g}{V_y}$$

T_c y V_y se definen arriba, S_a es la aceleración espectral del diseño en el periodo efectivo fundamental, T_e es el período efectivo fundamental.

4. ANTECEDENTES DE APLICACION

Con respecto a las indagaciones realizadas en relación con la temática, se destacan las siguientes investigaciones científicas, que se consideran necesarias a tener en cuenta para realizar esta exploración: Ángel Eduard Rodríguez Suesca realizó un trabajo durante el año 2007 denominado Modelación Estructural Para Cargas Sísmicas. En esta revista, el autor expone parte de los resultados de una investigación que involucra la modelación física como herramienta importante para el análisis estructural y materiales de gran complejidad o de comportamiento desconocido. Además, se plantea una descripción de los parámetros más importantes de la modelación física, que son estudiados y aplicados en modelos experimentales de estructuras ante cargas de diferentes tipos. Dichos modelos estructurales pueden ser clasificados y denominados de diversas maneras, que generalmente tienen que ver con la utilidad y el tipo de resultado que se quiere obtener. Estos modelos son elásticos, indirectos, directos, de resistencia, para efectos de viento, conceptuales, de investigación y de diseño, y por último, modelos dinámicos.

De acuerdo a la temática desarrollada, el autor concluye que un estudio de modelación física o experimentación a escala requiere una cuidadosa planeación de las diversas etapas del proceso, ya que una desatención en algunos de los pasos ocasionaría resultados inciertos que pondrían en peligro la planeación y ejecución de la estructura real. También cabe destacar que la teoría de la planeación es una herramienta útil para la planeación, conducción e interpretación de un estudio experimental de comportamiento estructural, la cual garantiza resultados valederos en el desarrollo de estructuras reales.

La aplicabilidad de los modelos físicos en casos de diseño cambia continuamente como mejora de las posibilidades analíticas que permiten al ingeniero modelar matemáticamente estructuras cada vez más complejas. Sin embargo, el desarrollo

de nuevas formas estructurales y materiales obliga a la experimentación a estar un paso adelante del análisis numérico.¹³ Complementando la temática, José Taboada y Arturo De Izcue desarrollaron una metodología computacional en el año 2010 titulada análisis y diseño de edificios asistido por computadoras, donde hacen un énfasis muy general acerca de la modelación de estructuras antes de llevar a cabo una construcción. Abarca temas como el análisis estático elástico, análisis dinámico elástico y efectos de la secuencia constructiva, todo esto para su posterior diseño de columnas, vigas, muros, entre otros. Por otra parte, observamos que compartimos material bibliográfico, como es el caso del manual CSI analysis reference for SAP 2000, ETABS and SAFE, California. Para trabajar la parte de la modelación en el software. Los autores clausuran que al usar un programa de cómputo se reduce el tiempo de creación del modelo y se pueden realizar modificaciones muy rápidamente. Sin embargo, la veracidad de los resultados está en función de un modelo que se aproxime al comportamiento de la estructura real.

Durante el análisis de secuencia constructiva, SAP2000 resuelve las cargas que se aplican en los elementos del edificio, realizando un análisis estático no lineal. Para los elementos verticales como las columnas y los muros, se hace necesario comparar estas cargas con un metro manual que tenga en cuenta el criterio de área tributaria antes de utilizarlas para realizar las combinaciones de los casos de carga utilizados para el diseño.²

Las evaluaciones sísmicas han conducido al surgimiento de otros procedimientos, tal como el desarrollo recientemente por los profesores Chopra y Goel denominado análisis estático no-lineal o MPA, que integra el análisis estático no lineal con el conocido análisis de superposición modal. Sin embargo, este

¹³ Rodríguez Suesca, Ángel Eduardo. Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia. Revista Facultad de Ingeniería, UPTC, 16(23), 2007. PP. 25-37.

²Taboada García, José Antonio y De Izcue Uzeda, Arturo Martin. Pontificia Universidad Católica del Perú. Facultad de Ciencias e Ingeniería. Tesis de Grado. Junio de 2009.

procedimiento no ha sido todavía evaluado en estructuras de concreto armado. Por otro lado, existen en Venezuela numerosas edificaciones construidas en décadas anteriores que no satisfacen las nuevas disposiciones contenidas en las normas de diseño estructural y sismorresistente y por ende presentan una elevada vulnerabilidad que ameritan medidas de evaluación y adecuación estructural a fin de mejorar su desempeño sísmico. Dentro de estas edificaciones se encuentran las educacionales, edificaciones que deben ser evaluadas con sumo cuidado para garantizar su operatividad durante sismos extremos. Algunos tipos de edificaciones escolares, que involucran unos cuantos centenares de unidades estructurales nominalmente idénticas, poseen graves deficiencias desde los puntos de vista sismorresistente y se encuentran implantadas en diversas regiones del país incluyendo zonas de elevada amenaza. El principal objetivo de esta investigación es el análisis y a evaluación de los métodos de análisis estático no-lineal para determinar la demanda sísmica en edificaciones de concreto armado y su aplicación a la evaluación de una escuela tipo. Desde enmarco conceptual se describen y se comparan en este trabajo los métodos de análisis estático no-lineal que han sido propuestos recientemente para estimar la demanda sísmica, entre los que se encuentran los métodos presentados en ATC-40 y el FEMA-356 y el análisis estático no-lineal modal MPA. Para la evaluación numérica de estos métodos a porticados de concreto armado de uno, dos y siete pisos sometidos a seis movimientos sísmicos. Uno de los modelos analizados corresponde a un pórtico perteneciente a una escuela tipo localizado en varias regiones del país. En primer lugar se evalúan los efectos de la relación de la resistencia viga/columna, del nivel de carga axial en las columnas, separación del refuerzo transversal y efectos de elementos no estructurales, tales como las paredes y los bancos, en las curvas de capacidad de un pórtico plano de un piso y de una escuela tipo. En cada caso se presenta la distribución del daño de los elementos, los mecanismos de falla y la capacidad de ductilidad que puede presentar la estructura al incursionar en el rango no-lineal. Basado en los modelos estudiados en esta parte de la investigación, podemos decir que en general la

técnica del análisis estático no-lineal representa de manera confiable el comportamiento no-lineal de las estructuras, lográndose obtener, de manera analítica, relaciones de corte basal-desplazamientos del techo, mecanismos de fallas y ductilidades acordes a los resultados de ensayos a modelos reales. Posteriormente para pórticos bajos de concreto armado, se comparan las demandas sísmicas máximas “aproximadas” derivadas de estos métodos de análisis estático no-lineal con la demanda sísmica máxima “exacta” que se obtiene de análisis dinámico no-lineal. Se encuentra que los procedimientos presentados por el ATC-40 y el FEMA-356 no muestra una confiabilidad uniforme para todas las estructuras estudiadas, mostrándose errores excesivos en algunos casos. El procedimiento MPA proporciona una mejor aproximación de la demanda sísmica que los métodos del ATC-40 y el FEMA-356. Bajo el marco de la Norma Sísmica vigente se determinó el riesgo a que está expuesta la edificación Tipo Antiguo en las diferentes zonas del país encontrándose demandas excesivas que ameritan reforzar la estructura aún en las zonas de baja amenaza. Dado el alto grado de vulnerabilidad obtenido para el edificio antiguo se procedió a elaborar dos alternativas de refuerzo de las cuales se evaluaron parámetros técnicos, constructivos y económicos. Finalmente se presenta una aplicación del procedimiento MPA en la evaluación de las alternativas de refuerzo de la escuela Tipo Antiguo. El análisis no-lineal modal MPA resulta una herramienta útil para la evaluación y refuerzo de estructuras existentes de concreto armado de pocos pisos.

Los ingenieros Mabel Mendoza Pérez y A. Gustavo Ayala Milián propusieron un método para evaluar el comportamiento no-lineal de marcos planos; en la que se incluyó el efecto de la variación de la distribución de cargas inducidas por sismo, debido al cambio de las características estructurales relacionadas con el comportamiento inelástico de la estructura, el efecto de acumulación de daño y de los modos superiores de vibrar.

En el método propuesto, la evaluación de la estructural se realiza mediante el cálculo de una curva de capacidad construida a partir de los resultados de una serie de análisis modales espectrales evolutivos (AMEE); cada uno correspondiente a un incremento de la demanda sísmica y asociado con un nivel de daño producido. Estrictamente, en su aplicación es necesario realizar tantos análisis como niveles de daño (comúnmente representados por la aparición de articulaciones plásticas) ocurran antes de que la estructura alcance su desplazamiento objetivo. Sin embargo, para fines de aplicación práctica, no es necesario realizar un análisis cada vez que un elemento alcance su capacidad elástica, ya que una aproximación aceptable es realizar cada análisis (nuevo punto de la curva de capacidad) cada vez que se tiene un conjunto de secciones de elementos en las que aproximadamente ocurra la fluencia bajo un mismo nivel de demanda. Esta simplificación permite realizar un número reducido de análisis y utilizar herramientas de análisis estructural disponibles a profesionales de la ingeniería estructural, e.g., SAP2000 (CSI, 2000); en ella, se considera que el daño inducido por sismo se concentra en las secciones extremas de los elementos estructurales y se modela de manera simplista al introducir una rótula de rigidez nula.

El procedimiento de análisis se compone de dos etapas: en la primera se define la demanda sísmica que corresponda al nivel de diseño para el cual se requiere evaluar la estructura y las propiedades de los elementos estructurales; y en la segunda se realiza la construcción de la curva de capacidad y evaluación sísmica de la estructura para distintas intensidades de la demanda.

Primera etapa:

- i. Definir la demanda sísmica de acuerdo con el nivel de diseño para el cual se evaluará la estructura. Lo anterior se logra mediante espectros de diseño suavizados o espectros de peligro uniforme para un sitio particular.

- ii. Determinar los diagramas momento-curvatura de los elementos estructurales (vigas y columnas), de dónde se obtendrán los momentos de fluencia (M_y) de cada sección.

Segunda etapa:

- iii. Identificar la aparición del primer daño en la estructura. Para realizar este paso se define un modelo sin daño de la estructura, el cual se analiza bajo la acción de cargas verticales y un análisis modal espectral con la demanda sísmica completa donde se considera un porcentaje de amortiguamiento del 5%, correspondiente al valor aceptado de amortiguamiento viscoso para edificios de concreto reforzado. Con los resultados obtenidos, se determina el nivel de demanda sísmica necesario para que aparezca la primera fluencia en la estructura mediante el cálculo del menor factor de escala que se obtiene para los extremos de cada elemento. En este paso el factor de escala ($Sf_{i=1}$) es el cociente de la diferencia del momento de fluencia de la sección (M_y) y el momento actuante ($M_{ac(i=1)}$) que para este paso es el momento derivado del análisis de carga vertical (M_{cv}), entre el momento derivado del análisis modal espectral evolutivo ($M_{int(i=1)}$).

$$Sf_{i=1} = [M_y - M_{ac(i=1)} / M_{int(i=1)}] = [M_y - M_{cv} / M_{int(i=1)}]$$

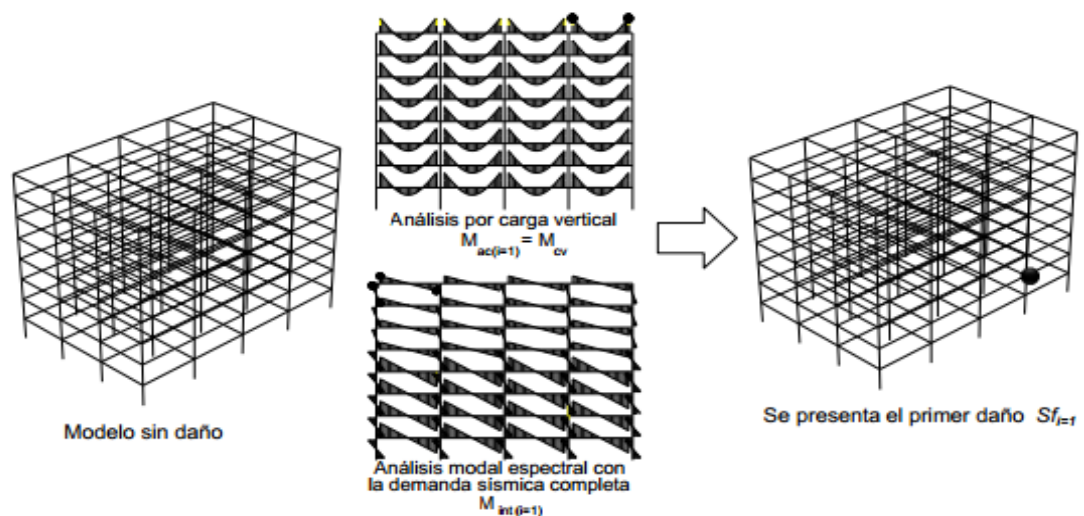


Imagen 1. Apreciación del primer daño de la estructura.

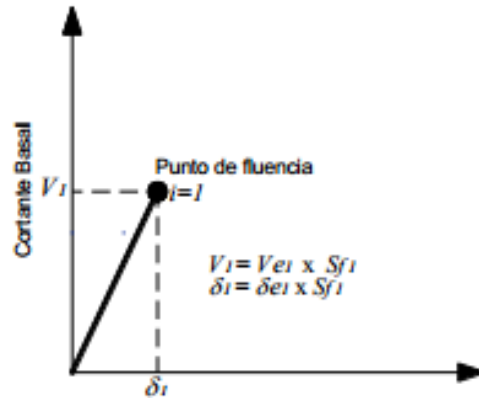
- iv. Definir a partir de los resultados del punto anterior el punto de fluencia de la curva de capacidad. Las coordenadas que definen éste punto se obtienen con las ecuaciones siguientes; donde $V_{i=1}$ es el cortante basal, $\delta_{i=1}$ es el desplazamiento, $M_{i=1}$ es el momento torsor y $\Phi_{i=1}$ es la rotación, del punto de fluencia de la curva de capacidad; y a su vez $Ve_{i=1}$ es el cortante basal, $Me_{i=1}$ es el momento torsor, $\delta e_{i=1}$ y $\Phi e_{i=1}$ son el desplazamiento y la rotación del punto de control respectivamente, correspondientes al primer análisis modal espectral evolutivo.

$$V_{i=1} = (Ve_{i=1})(Sf_{i=1})$$

$$\delta_{i=1} = (\delta e_{i=1})(Sf_{i=1})$$

$$M_{i=1} = (Me_{i=1})(Sf_{i=1})$$

$$\theta_{i=1} = (\theta e_{i=1})(Sf_{i=1})$$



Gráfica 4. Punto de fluencia de una curva de capacidad

- v. Calcular el incremento de demanda que define el nivel de daño sucesivo asignado a la estructura, donde el factor de escala (Sf_{i+1}) es el cociente de la diferencia entre el momento de fluencia de la sección (M_y) y el momento actuante ($M_{ac(i+1)}$) definido a partir de este punto, y el momento derivado del análisis modal espectral evolutivo ($M_{int(i+1)}$). Este paso estrictamente se realiza tantas veces como articulaciones plásticas ocurran antes de que la estructura alcance su

desplazamiento objetivo, sin embargo, para hacer práctico el método, se recomienda trabajar con rigideces asociadas a niveles de daño correspondientes a grupos de articulaciones plásticas que se estima ocurrirán durante etapa. No obstante, estimar el número y localización de nuevas articulaciones por grupo para cada análisis es un problema no-trivial, ya que errores en esta estimación pueden subestimar o sobrestimar la rigidez de la estructura en esta etapa de análisis. Al final de esta sección se propone el uso de un método aproximado para definir la distribución de daño y la correspondiente rigidez que mejor represente la condición estructural efectiva en esta etapa. Es importante mencionar que el incremento de desplazamiento correspondiente a esta etapa de análisis no considera la disipación de energía por histéresis, por lo que es necesario efectuar una corrección en la que si se considera.

$$Sf_{i+1} = \frac{My - M_{ac(i+1)}}{M_{int(i+1)}}$$

$$M_{ac(i+1)} = M_{ac(i-1)} + (M_{int(i-1)})(Sf_{i-1})$$

vi. Determinar los incrementos correspondientes al cortante basal (ΔV_i), desplazamiento máximo ($\Delta \delta_i$), momento torsor (ΔM_i) y rotación del punto de control ($\Delta \theta_i$). Estos incrementos corresponden al i-ésimo análisis modal espectral evolutivo y definen el punto (i+1) de la curva de capacidad (punto no corregido).¹⁴

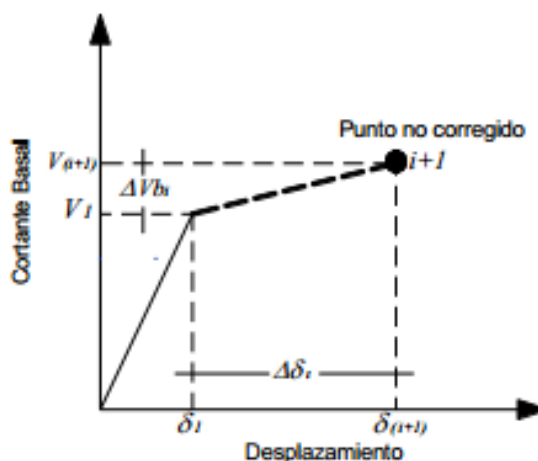
$$\Delta V_i = (Ve_{i+1})(Sf_{i+1})$$

$$\Delta \delta_i = (\delta e_{i+1})(Sf_{i+1})$$

$$\Delta M_i = (Me_{i+1})(Sf_{i+1})$$

$$\Delta \theta_i = (\theta e_{i+1})(Sf_{i+1})$$

¹⁴Revista de Ingeniería Sísmica No. 88 23-41 (2013)



Gráfica 5. Punto no corregido de la curva de capacidad

Por su parte, la ingeniera Del Re R., Gianina, expone una metodología más amplia para llevar a cabo la evaluación de los métodos de análisis estático no-lineales para determinar el desempeño sísmico en estructuras aporticadas de concreto armado, donde además del ATC-40 y el FEMA-356, también añade el análisis estático no-lineal MODAL o MPA, que integra el análisis estático no-lineal con el conocido análisis de superposición modal.

Mediante un sencillo modelo a porticado de concreto armado se aplica la técnica de AENL para determinar la capacidad de la estructura. En dicho modelo se realizarán algunas modificaciones en su detallado para representar los siguientes efectos:

1. Deficiencia en el refuerzo transversal: Se analiza la incidencia que tiene el refuerzo transversal en el comportamiento inelástico global del modelo. Se estudiarán dos casos, uno de ellos representando un pórtico con buen armado transversal en sus elementos y el otro caso con pobre refuerzo transversal. El pórtico diseñado con buen refuerzo transversal representa el comportamiento de estructuras con un detallado cumpliendo un nivel de diseño 3 que se especifica en la norma y el 8pórtico con pobre refuerzo transversal refleja el comportamiento de estructuras con un detallado de acuerdo al nivel de diseño 1, el último caso

puede representar el armado que presentan algunas estructuras construidas en décadas pasadas.

2. Relaciones de capacidad viga-columna: Básicamente se estudia el efecto que produce en la curva de capacidad de la estructura el aumento o reducción de la resistencia de la viga con respecto a la columna. Se analiza como incide la relación de capacidad viga-columna en la distribución de daño y los mecanismos de colapso que puede presentar el modelo a porticado al incursionar en el rango no-lineal.

3. Niveles de carga axial: Para el estudio de este efecto se evalúa el modelo bajo diferentes niveles de carga axial en las columnas. Evaluando para cada caso cortes máximos, desplazamientos últimos y ductilidades.

Otro modelo a estudiar es un edificio de dos pisos correspondiente a una escuela tipo y en el cual se evalúa el efecto de:

4. Elementos no estructurales: Se estudia el efecto que puede tener algunos elementos no estructurales, tales como paredes, bancos, en el comportamiento no-lineal de la estructura. Su influencia en la rigidez, resistencia, ductilidad y mecanismos de colapso.

5. Torsión en planta: Se estudia el efecto que tiene en el comportamiento de la estructura, tanto en su capacidad como en el mecanismo de colapso la torsión en planta.

En la ponencia “desempeño sísmico de edificios: binomio capacidad demanda”, resaltan que existen varios métodos para analizar el comportamiento de las estructuras, tanto elásticos como inelásticos. El principal método de análisis inelástico, es el análisis dinámico no lineal de estructuras, no obstante, a efectos prácticos y de diseño, resulta demasiado complejo y, por lo tanto, frecuentemente impracticable. De esta forma, surgen los métodos de análisis estático no lineal, que permiten comprender mejor como trabajan las estructuras cuando se ven sometidas a movimientos sísmicos y sobre pasan su capacidad elástica.

El diseño basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de esquemas de evaluación apropiados que permitan el dimensionado y detalle de los componentes estructurales, no estructurales y contenidos, de manera que, para unos niveles de movimiento del terreno determinados, y con ciertos niveles de fiabilidad, los daños en la estructura no deberían superar ciertos estados límite. De acuerdo al comité VISION2000, la ingeniería basada en el desempeño no solo involucra aspectos relacionados con el diseño, sino que también considera todas aquellas actividades necesarias tanto para el proceso constructivo, como para las tareas de mantenimiento, que permiten que las estructuras exhiban un desempeño sísmico predecible cuando se ven afectadas por sismos de diferente severidad.

- 1) El nivel de desempeño describe el estado límite de daño discreto. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales: Los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales,
- 2) la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños y
- 3) la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto.

Los niveles establecidos en el ATC-40 son los siguientes:

- Totalmente operacional
- Operacional
- Seguridad
- Próximo al colapso

Cada uno con un estado de daño como puede ser despreciable, leve, moderado, severo y completo.

5. PROCEDIMIENTO DE MODELACION

Para comenzar a dibujar el modelo, es necesario extraer las medidas de la edificación del plano de AutoCAD 2013 e implementarlas en el software SAP 2000 V-15, tal cual con todas sus dimensiones y el tipo de material a utilizar con sus diferentes características.

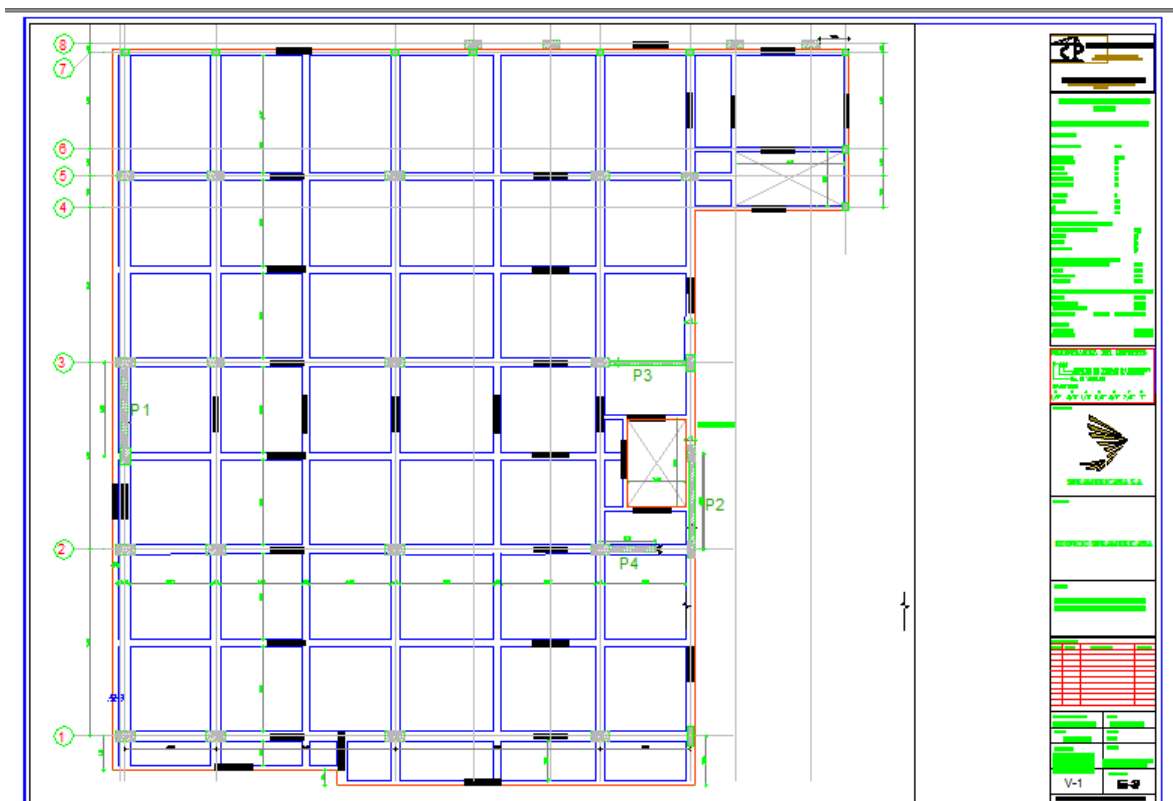


Imagen 2. Plano correspondiente a la vista en planta del edificio Suramericana ubicado en la Carrera 51B N°

84 – 155.

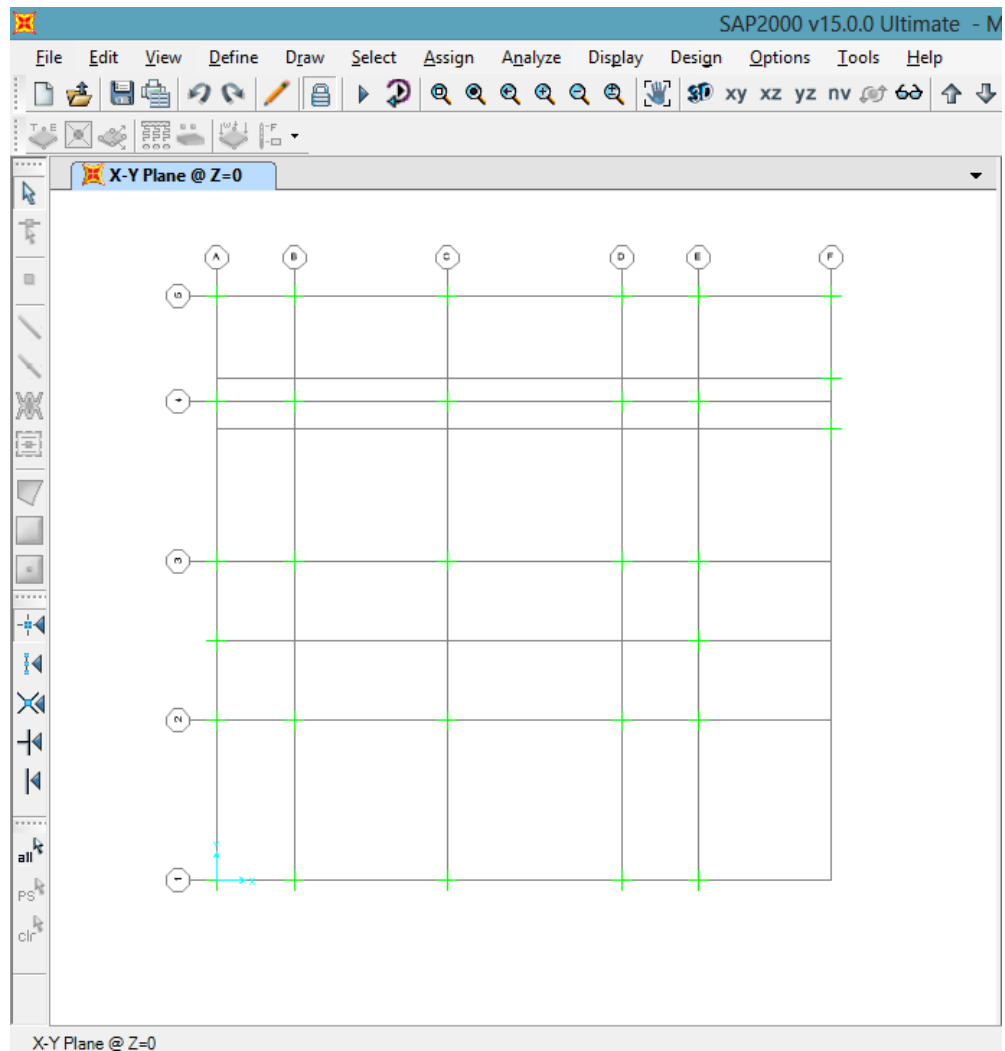


Imagen 3. Grilla de referencia en el software sap2000

Primero que todo para realizar el diseño y la estructuración del edificio, se hace una grilla de referencia en el software SAP2000 V15, con lo cual tienen las medidas exactas en los dos ejes, en el sentido X, Y. Se hace un plano en el programa AUTOCAD (imagen 2) y se toma de guía para trazar todos los elementos estructurales (Viga, Columnas, etc) y no estructurales (Muros).

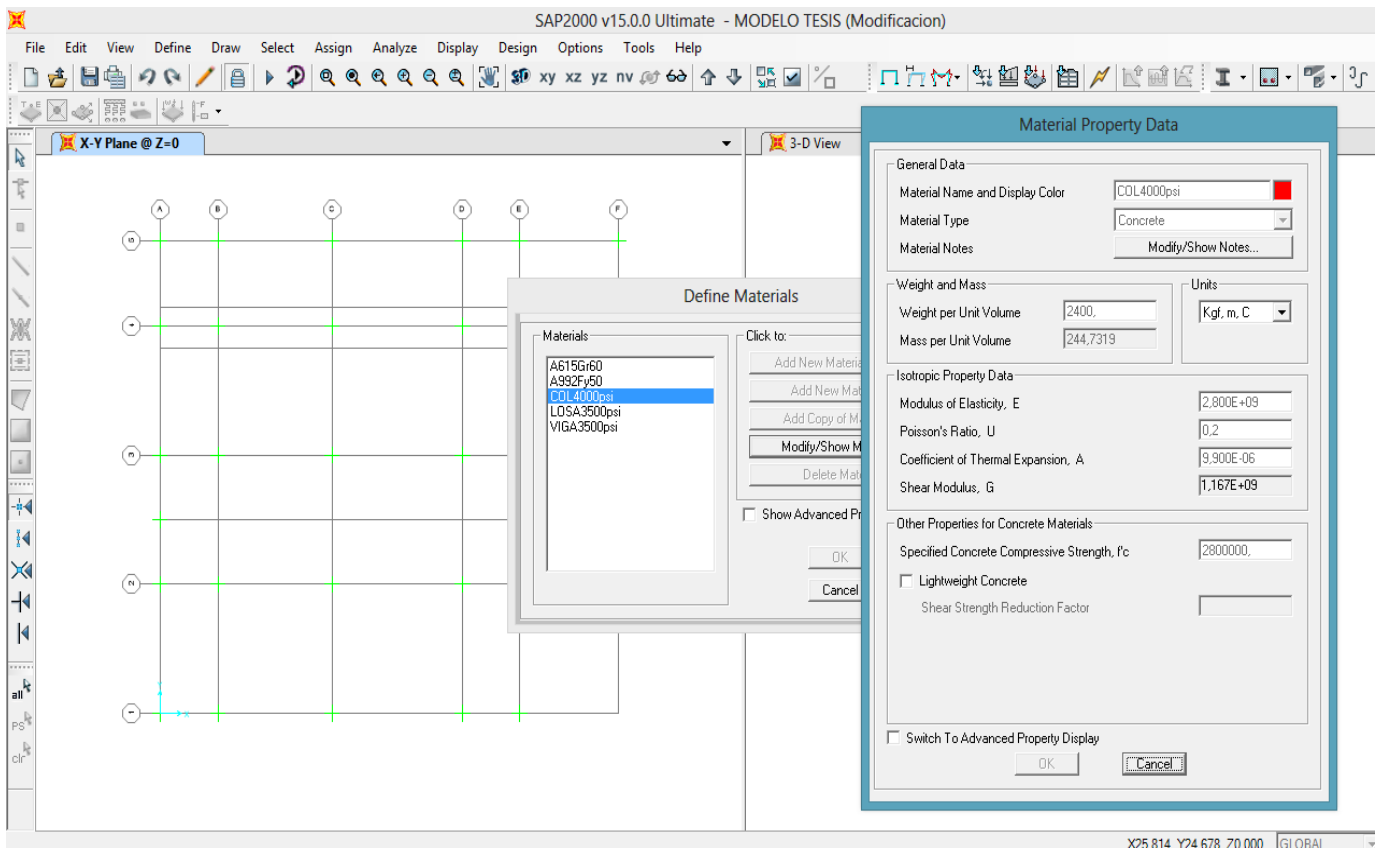


Imagen 4. Definición de concreto para columnas y vigas

Luego se definieron los materiales correspondiente al concreto (F_c) con sus diferentes dosificaciones, en este caso se hace énfasis para el concreto que se usó en las columnas con una resistencia a la compresión de 28 MPa, y así mismo para las vigas y losas, que tienen una resistencia a la compresión de 3.500 PSI.

Posterior a las definiciones de los materiales, se procede a especificar las secciones de las columnas;

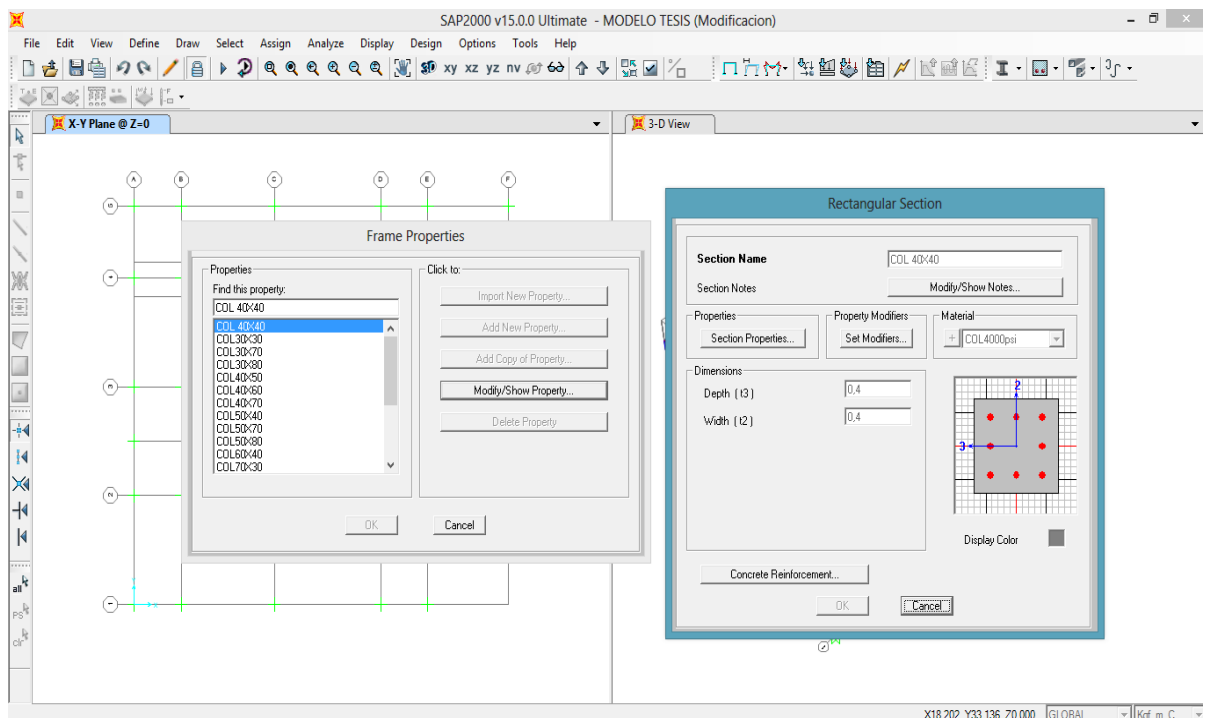


Imagen 5. Definición de las secciones de columnas

De las vigas;

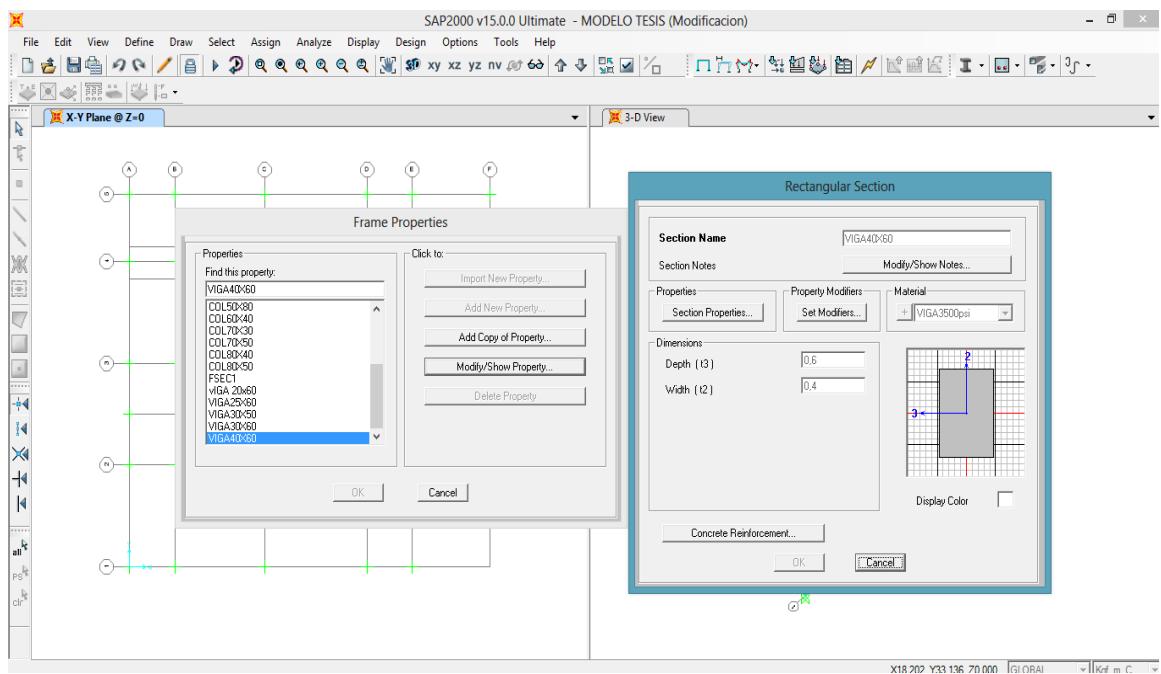


Imagen 6. Definición de las secciones de las vigas

De las losas;

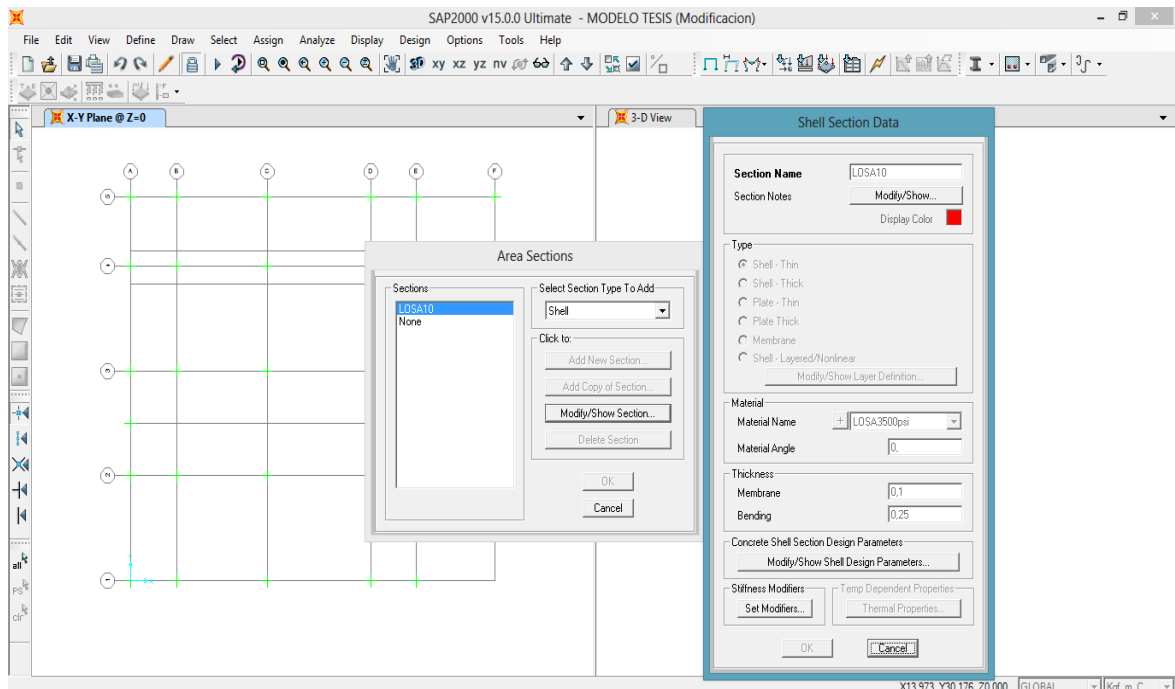


Imagen 7. Definición de las secciones de las losas

Se coloca una vista en planta en el nivel cero (0), para asignar las restricciones a cada apoyo o columna.

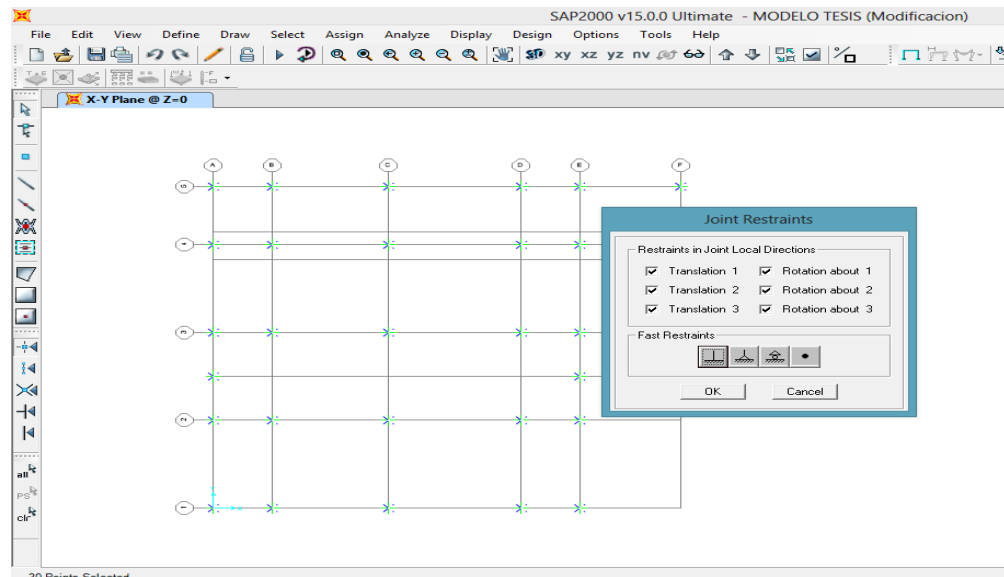


Imagen 8. Asignación de las restricciones a cada apoyo

Como se hizo un análisis para determinar el desempeño de la estructura, fue necesario trabajar con casos de cargas como lo son; Carga viva, Muerta, Sismo X, Sismo Y, Carga viva de techo y PushOver.

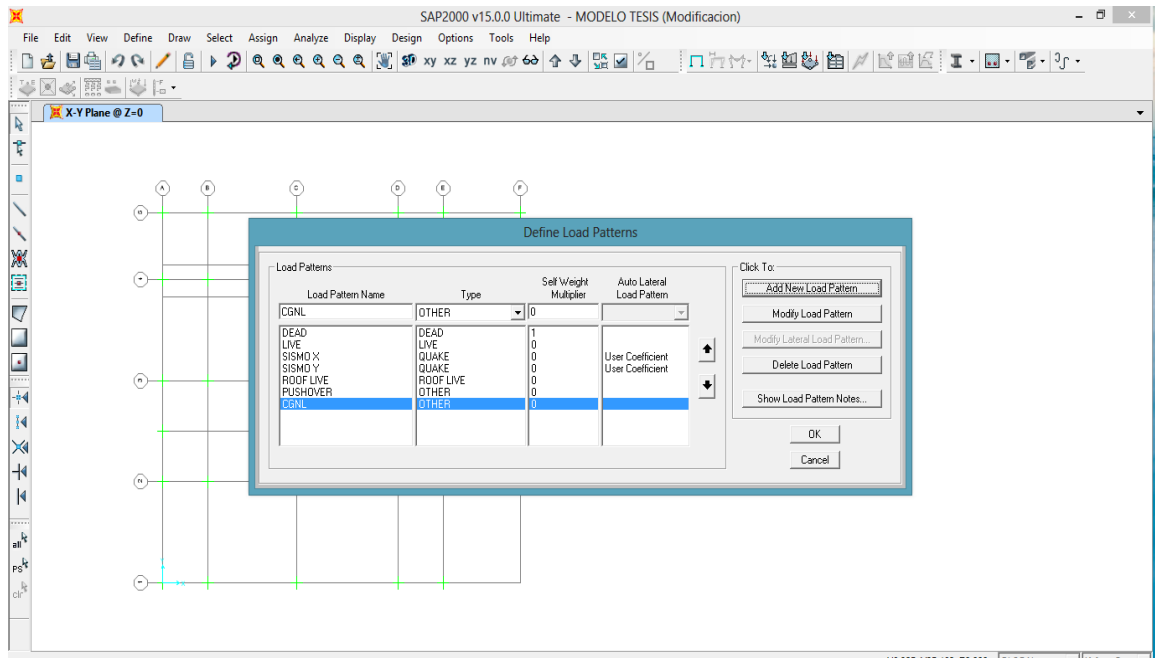


Imagen 9. Definición de los casos de carga

Como está especificado en La norma NSR-10, en el Capítulo B.2.4.2, se utilizaron las combinaciones básicas de diseño para cargas mayoradas.

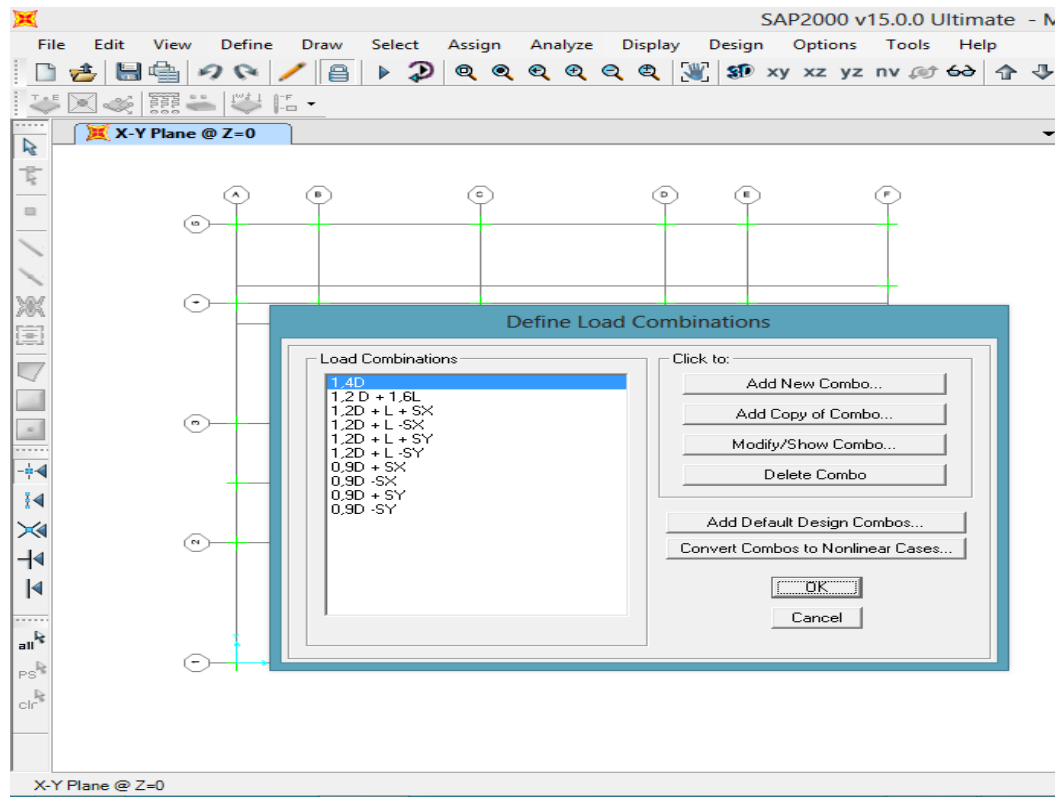


Imagen 10. Definición de las combinaciones de carga

De acuerdo al plano AUTOCAD, Se seleccionaron las columnas por grupos y se asignaron aquellas de igual sección transversal, luego se realizó el mismo procedimiento para las vigas.

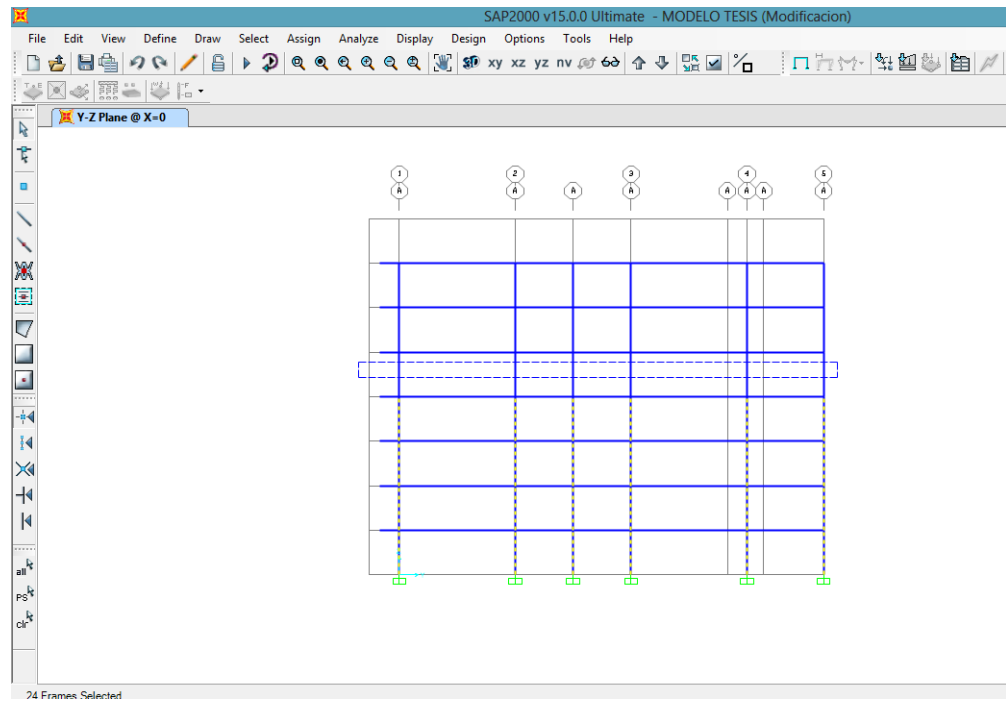


Imagen 11. Asignación de las secciones transversales para columnas

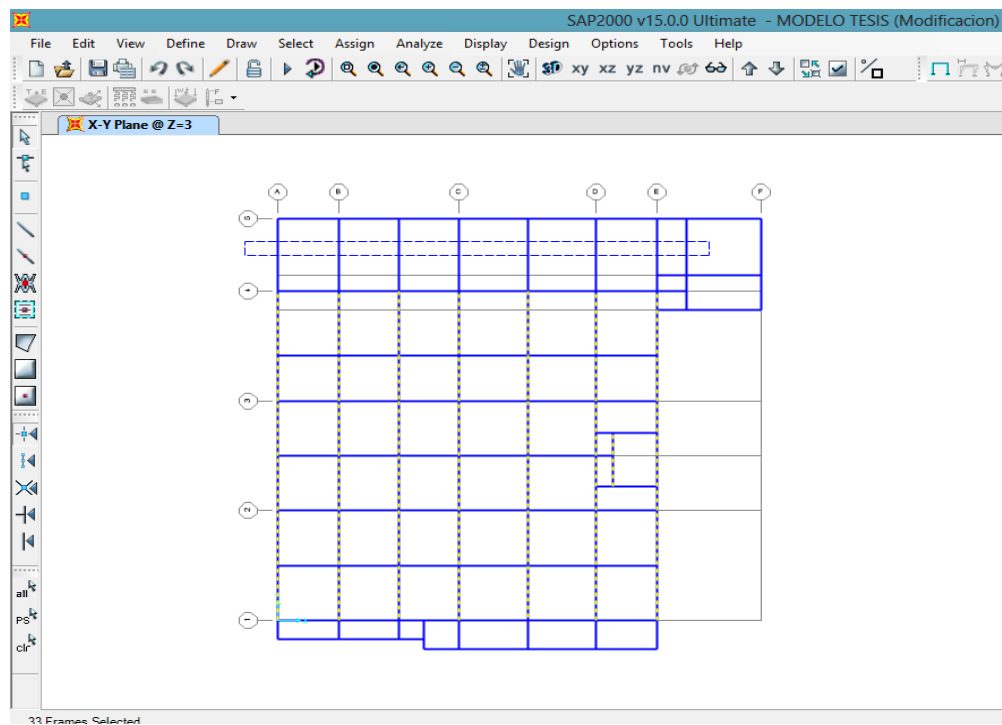


Imagen 12. Asignación de las secciones transversales para vigas

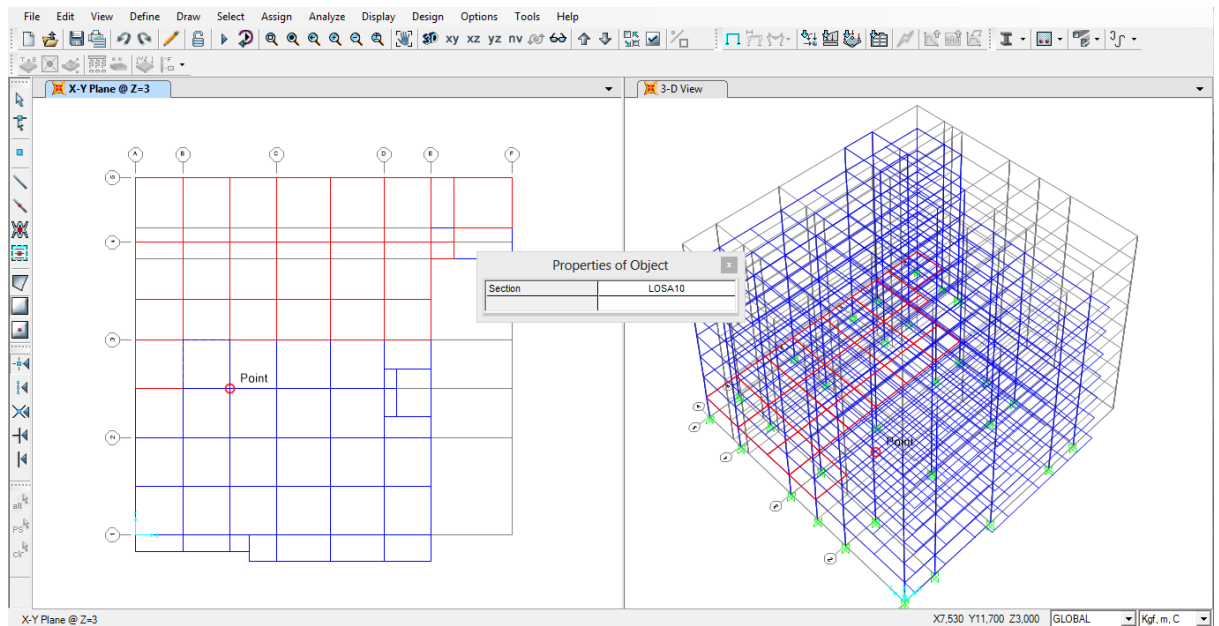


Imagen 13. Asignación de las losas para cada piso

Luego de asignar las losas en cada piso, se procedió a establecer las cargas correspondientes que son las muertas, vivas y también las cargas vivas de techo o cubierta.

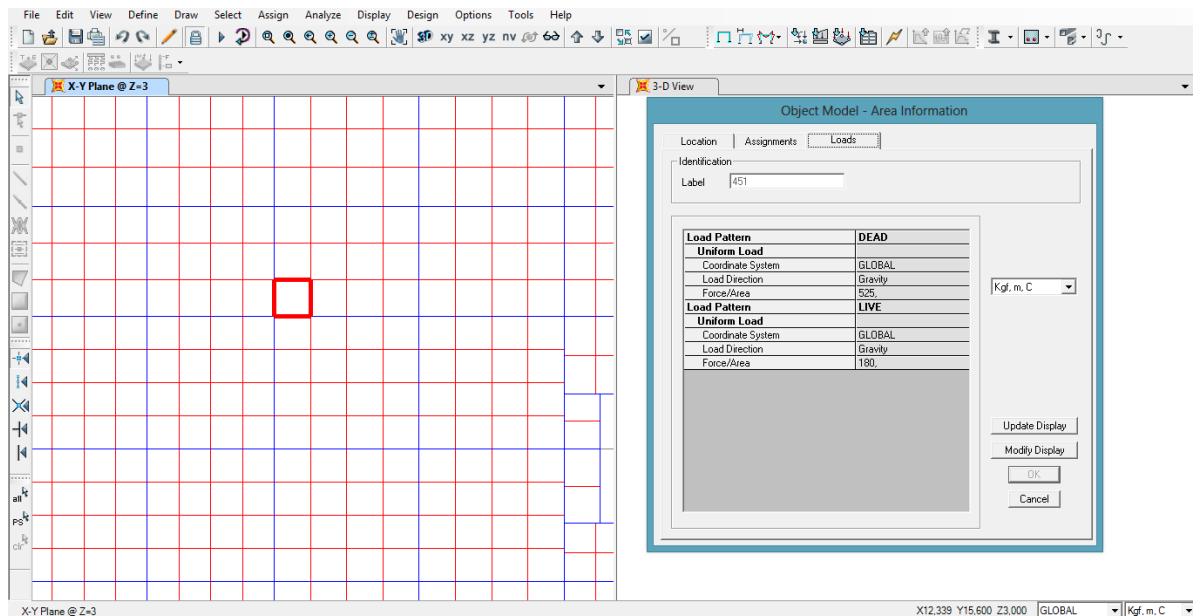


Imagen 13.1. Asignación de las losas para cada piso (detalle)

Seguidamente las cargas se dividieron por secciones de igual área (M^2).

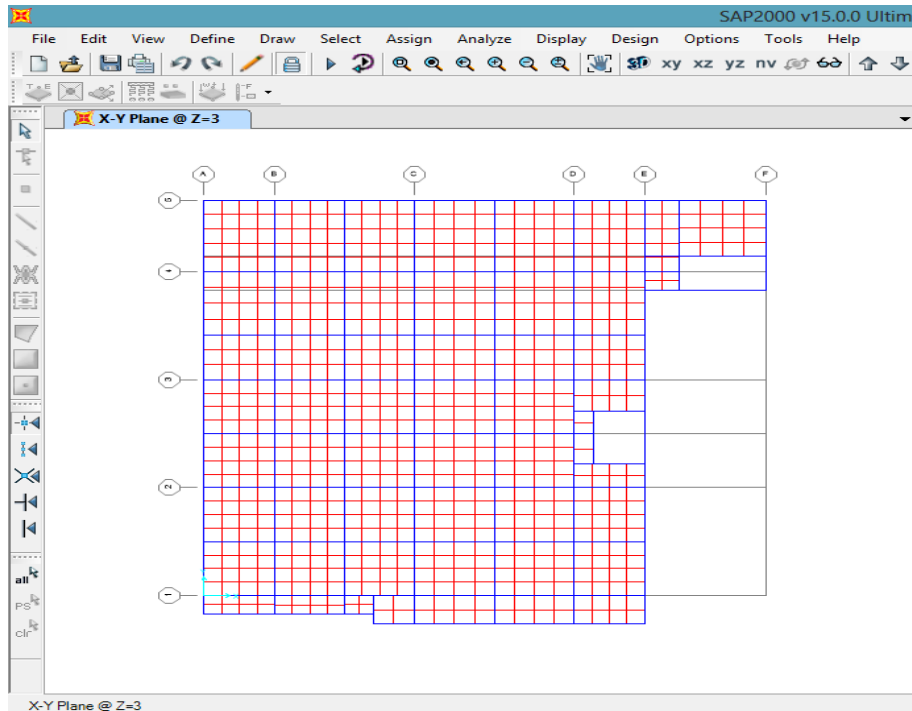


Imagen 14. Asignación de cargas vivas, muertas y de techo

Después de haber colocado todas las secciones (Vigas, Columnas, Losas, etc), se añadieron los diafragmas rígidos en cada piso de la estructura comenzando desde el primer piso hasta el octavo, identificado cada uno con su nombre, (D1, D2, D3, D4, D5, D6, D7 y D8).

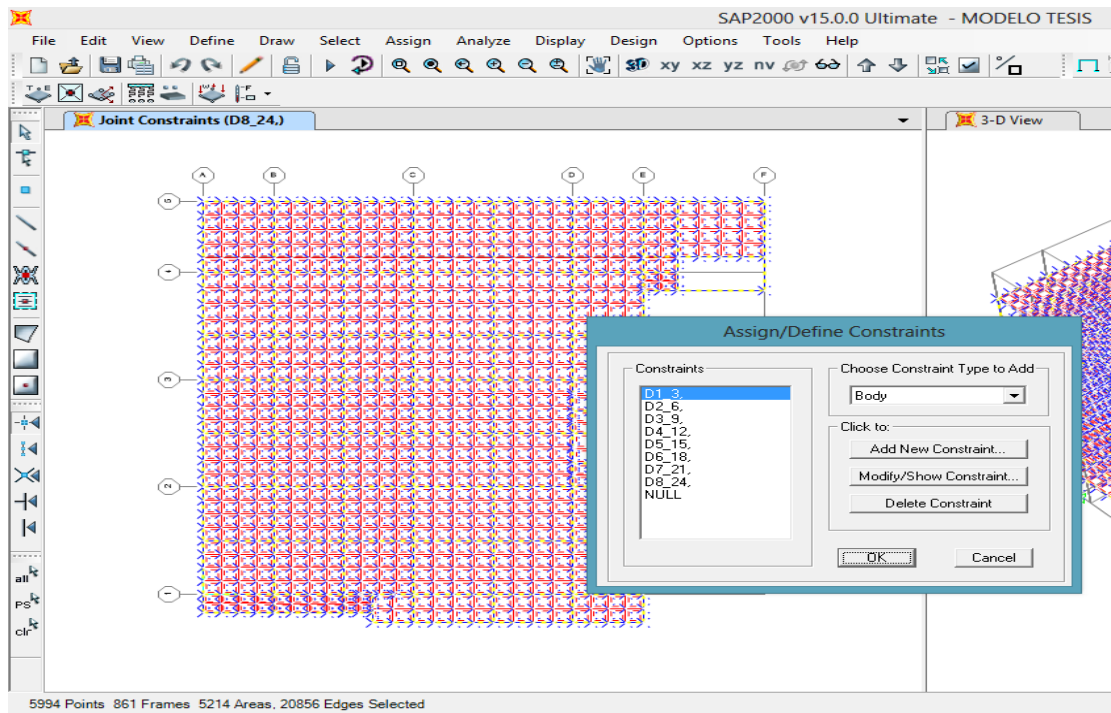


Imagen 15. Asignación de los diafragmas en cada piso

El espectro de respuesta es muy importante en este procedimiento, ya que identifica los periodos y las vibraciones en el sitio donde se va a realizar la construcción de la edificación, donde se obtienen las iteraciones donde se registra el punto de desempeño de la estructura.

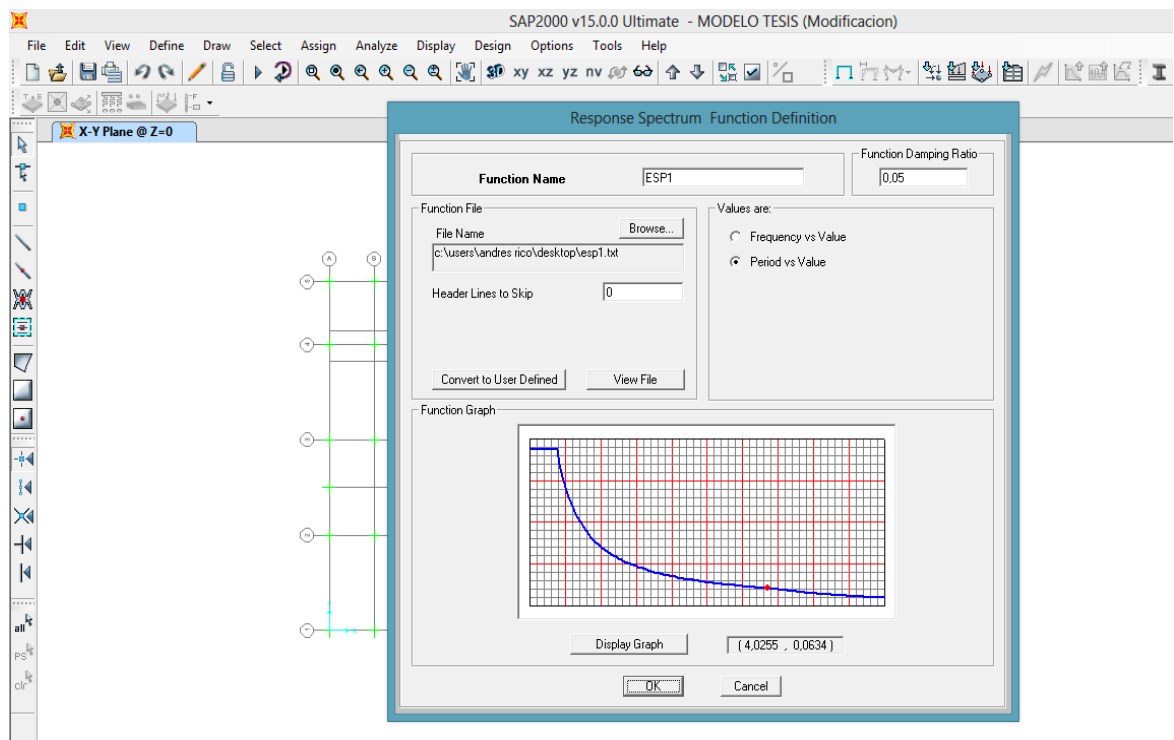


Imagen 16. Asignación del espectro de respuesta

6. CALCULOS

6.1 Análisis de carga:

El análisis de carga para el edificio E-SURA se hizo de la siguiente manera:

Descripción	Valores	Unidad
concreto	2400	Kg/m ³
Área losa	142,29	m ²
Altura piso	2,8	m
Perímetro	49,2	m
LOSA MACIZA		
Espesor	0,1	m
CARGAS MUERTAS (D)		
Losa maciza	240	Kg/m ²
Piso Baldosa, cerámica (20mm) sobre 25mm de mortero	80	Kg/m ²
Cielo raso, pañete en entramado de madera	25	Kg/m ²
Muros perimetrales =	180	Kg/m ²
CUBIERTA		
Membrana impermeabilizante: tela asfáltica de una capa	3	Kg/m ²
Cubierta	77	Kg/m ²
Peso total de cubierta	80	Kg/m ²
Σ Carga muerta	525	Kg/m ²
CARGA VIDA (L)		
Para uso de oficinas	180	Kg/m ²
Carga de servicio (Q)		
Q	705	Kg/m ²
Carga mayorada (Qu)		
Qu	918	Kg/m ²
Factor de seguridad (Fs)		
Fs	1,3	AD

6.2 Diseño del espectro:

Para el diseño del espectro, se tuvieron en cuenta parámetros como los movimientos sísmicos en función de la aceleración pico efectiva, representada por el parámetro A_a , y de la velocidad pico efectiva, representada por el parámetro A_v . Los efectos de sitio se definen ahora por medio de coeficientes, F_a (coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio) y F_v (coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio).

Tipo de suelo D (B/quilla)	
Aa =	0,1
Av =	0,1
Fa =	1,6
Fv =	2,4
Grupo de uso III	
Coefi. de imp. I =	1,25
To =	0,15
Tc =	0,72
TL =	5,76

En las siguientes ecuaciones podemos obtener los valores de los diferentes periodos de vibración de la estructura, dichos periodos de amortiguamiento van aumentando en un 5%, y a medida que va ascendiendo nos va arrojando los valores respectivos de **Sa**.

También depende de los periodos como lo son: (**To, Tc y TI**), como lo indica la gráfica número 3 de este documento.

En la gráfica se puede apreciar el modo en que se utilizan las ecuaciones, y al implementarlas se obtienen los siguientes valores:

$$Sa = 2.5A_aF_aI = 2.5 * 0.1 * 1.6 * 1.25 = 0.500 \quad Ec. (1)$$

$$Sa = \frac{1.2A_vF_vI}{T} = \frac{1.2 * 0.1 * 2.4 * 1.25}{0.75} = 0.4800 \quad Ec. (2)$$

$$Sa = \frac{1.2A_vF_vI}{T} = \frac{1.2 * 0.1 * 2.4 * 1.25}{0.80} = 0.4500$$

$$Sa = \frac{1.2A_vF_vI}{T} = \frac{1.2 * 0.1 * 2.4 * 1.25}{0.85} = 0.4235$$

$$Sa = \frac{1.2A_vF_vI}{T} = \frac{1.2 * 0.1 * 2.4 * 1.25}{0.90} = 0.4000$$

$$Sa = \frac{1.2A_vF_vT_LI}{T^2} = \frac{1.2 * 0.1 * 2.4 * 5.76 * 1.25}{(5.8)^2} = 0.0616 \quad Ec. (3)$$

$$Sa = \frac{1.2A_vF_vT_LI}{T^2} = \frac{1.2 * 0.1 * 2.4 * 5.76 * 1.25}{(5.85)^2} = 0.0606$$

$$Sa = \frac{1.2A_vF_vT_LI}{T^2} = \frac{1.2 * 0.1 * 2.4 * 5.76 * 1.25}{(5.90)^2} = 0.0596$$

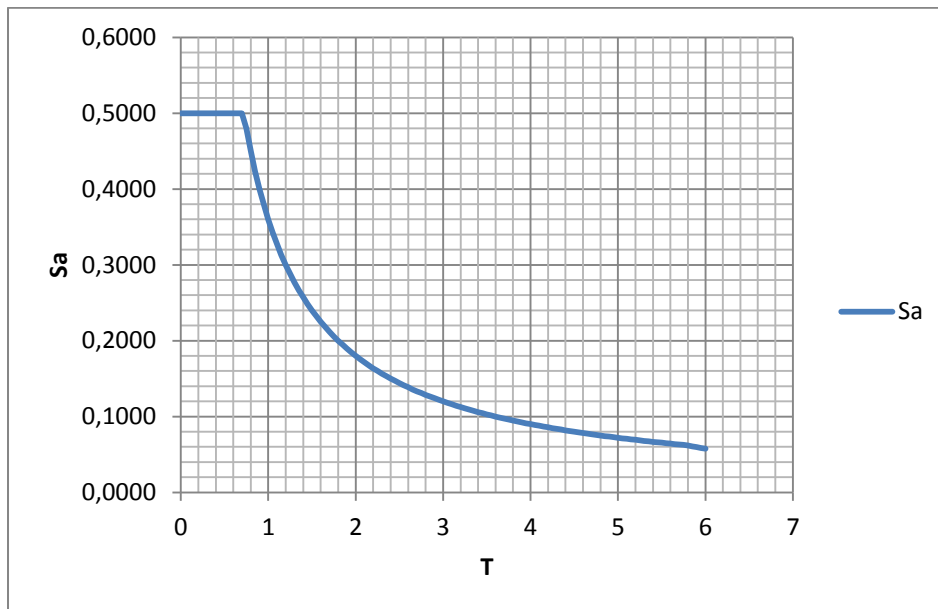
T	Sa
0	0,5000
0,05	0,5000
0,1	0,5000
0,15	0,5000
0,2	0,5000
0,25	0,5000
0,3	0,5000
0,35	0,5000
0,4	0,5000
0,45	0,5000
0,5	0,5000

0,55	0,5000
0,6	0,5000
0,65	0,5000
0,7	0,5000
0,75	0,4800
0,8	0,4500
0,85	0,4235
0,9	0,4000
0,95	0,3789
1	0,3600
1,05	0,3429
1,1	0,3273

1,15	0,3130
1,2	0,3000
1,25	0,2880
1,3	0,2769
1,35	0,2667
1,4	0,2571
1,45	0,2483
1,5	0,2400
1,55	0,2323
1,6	0,2250
1,65	0,2182
1,7	0,2118
1,75	0,2057
1,8	0,2000
1,85	0,1946
1,9	0,1895
1,95	0,1846
2	0,1800
2,05	0,1756
2,1	0,1714
2,15	0,1674
2,2	0,1636
2,25	0,1600
2,3	0,1565
2,35	0,1532
2,4	0,1500
2,45	0,1469
2,5	0,1440
2,55	0,1412
2,6	0,1385
2,65	0,1358
2,7	0,1333
2,75	0,1309
2,8	0,1286
2,85	0,1263
2,9	0,1241
2,95	0,1220
3	0,1200

3,05	0,1180
3,1	0,1161
3,15	0,1143
3,2	0,1125
3,25	0,1108
3,3	0,1091
3,35	0,1075
3,4	0,1059
3,45	0,1043
3,5	0,1029
3,55	0,1014
3,6	0,1000
3,65	0,0986
3,7	0,0973
3,75	0,0960
3,8	0,0947
3,85	0,0935
3,9	0,0923
3,95	0,0911
4	0,0900
4,05	0,0889
4,1	0,0878
4,15	0,0867
4,2	0,0857
4,25	0,0847
4,3	0,0837
4,35	0,0828
4,4	0,0818
4,45	0,0809
4,5	0,0800
4,55	0,0791
4,6	0,0783
4,65	0,0774
4,7	0,0766
4,75	0,0758
4,8	0,0750
4,85	0,0742
4,9	0,0735

4,95	0,0727
5	0,0720
5,05	0,0713
5,1	0,0706
5,15	0,0699
5,2	0,0692
5,25	0,0686
5,3	0,0679
5,35	0,0673
5,4	0,0667
5,45	0,0661
5,5	0,0655
5,55	0,0649
5,6	0,0643
5,65	0,0637
5,7	0,0632
5,75	0,0626
5,8	0,0616
5,85	0,0606
5,9	0,0596
5,95	0,0586
6	0,0576



Grafica 6. Espectro de respuesta F_a vs T

6.3. Fuerzas horizontales:

Para su respectivo calculo, es necesario tener en cuenta la altura, el número de pisos, la masa de entre piso, y a su vez el área de la estructura en cada uno de sus pisos. También es importante el periodo de la estructura que se toma de los valores de la gráfica del espectro de diseño; es relevante tener en cuenta la gravedad, la masa total de la edificación y el cortante basal.

Nº de pisos	8	Uni
Presión de entrepiso	705	Kg/m2
Área edificio entre ejes	784,61	m2
Masa de entrepiso	553150,1	Kg
Masa total	4425200	Kg
H	24	m
Ct	0,047	AD
α	0,9	AD
Cu	1,46	
Ta	0,82	seg
T	0,82	seg
Cu*Ta	1,2	si cumple

Φ_r	1	AD
Φ_p	1	AD
Φ_a	1	AD
R_o	5	
R	5	
K	1,16	
Cortante basal		
S_a	0,44	
g	9,8	m/seg ²
M	4425200	Kg
V_s	19039,15	KN

Nivel	Hx(m)	Mx(KN)	Mx*Hx^K(KN.m)	Cvx	Fx(KN)	Vx(KN)
8vo	24	615,13	24547,9337	0,034	649,98	649,98
7mo	21	5420,87	185286,345	0,258	4906,02	5556,00
6to	18	5420,87	154947,701	0,215	4102,71	9658,71
5to	15	5420,87	125410,787	0,174	3320,63	12979,33
4to	12	5420,87	96809,7898	0,135	2563,33	15542,67
3ro	9	5420,87	69341,0387	0,096	1836,01	17378,68
2do	6	5420,87	43323,5945	0,060	1147,12	18525,80
1ro	3	5420,87	19387,8516	0,027	513,35	19039,15
Total	22,4	38561,2277	719055,041	1,00	19039,155	99330,32

Para **mx** es el valor de la masa de entre piso de la edificación a la cual le estamos haciendo el diseño, y a su vez se divide el valor entre 1000 para hacer la conversión de unidades a la que deseamos trabajar.

$$m_x = M_e = \frac{553150 \text{ kg}}{1000} * 9.8 \text{ KN} = 5420.87 \text{ KN}$$

En el otro caso se multiplica el valor de **mx** por la altura del edificio que van aumentado a cada **3m**.

$$m_x * h_x^k = 5420.87 \text{ KN} * 3 \text{ m} = 19387.8716 \text{ KN.m}$$

Luego de haber realizado el procedimiento, pasamos a hallar los valores de **Cvx**, que es la sumatoria de $m_x h_x^K$ sobre la sumatoria de $m_i h_i^K$, de este resultado obtenemos los valores por cada piso de la estructura.

$$C_{vx} = \frac{m_x h_x^K}{\sum_{i=1}^n (m_i h_i^K)} = \frac{19387.8516 \text{ KN.m}}{719055.041 \text{ KN.m}} = 0.027$$

Por último se realiza la ecuación del cortante basal, que en ella se desprende la de las fuerzas sísmicas en la dirección x, es decir, fuerzas horizontales.

$$V_s = S_a \cdot g \cdot M = 0.44 * 9.8 \frac{m}{seg^2} * 4425200 \text{ Kg} = 1.90392 \frac{N}{1000} \approx 19039.2 \text{ KN}$$

$$F_x = C_{vx} V_s = 0.027 * 19039.2 \text{ KN} = 513.35 \text{ KN}$$

Periodo de la edificación:

$$Ta = C_t h^\alpha \approx Ta = 0,047 * 24m^{0,90} = 0,82seg$$

Donde “**Ta**” es igual a “**T**” que es el periodo de la edificación **T = 0,82 seg**.

Hay que tener en cuenta que el valor del periodo debe ser menor o igual a $C_u * Ta$, donde:

$$C_u * Ta = 1,46 * 0,82 \text{ seg} = 1,2 \text{ seg},$$

Esto nos quiere decir que el valor del periodo de la edificación si cumple.

7. MODELACION PARA EL ANALISIS ESTATICO NO LINEAL

Se procedió a realizar una modelación para cada tipo de disipación de energía. Las siguientes imágenes corresponden a la estructura deformada después de haber hecho el análisis con todas las cargas actuando sobre el edificio.

Para la primera deformación, con el sistema DMI, la estructura se deflectó de la siguiente manera:

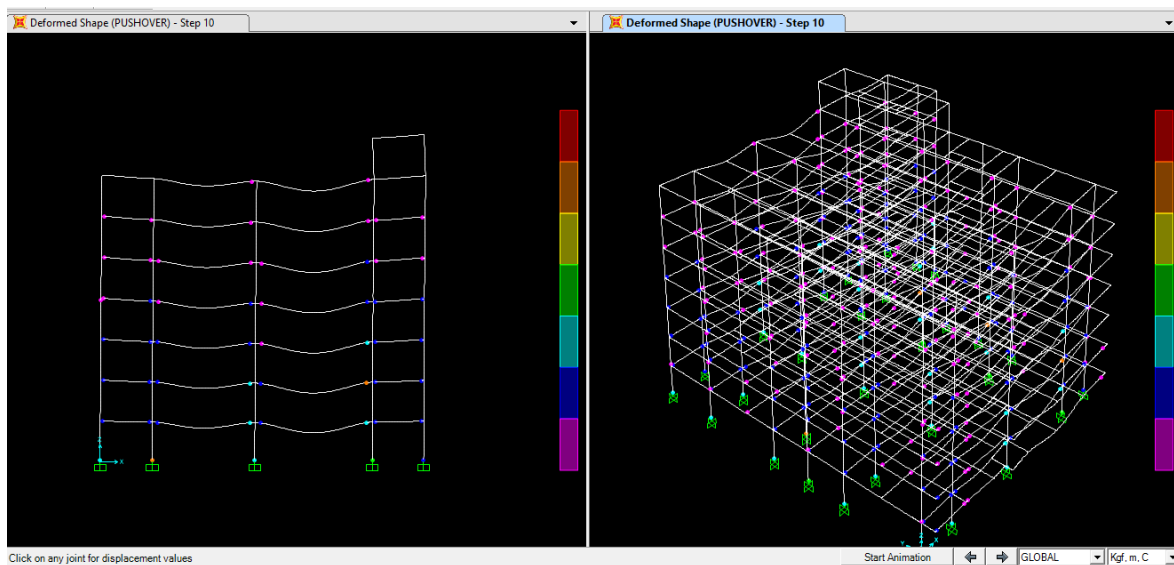
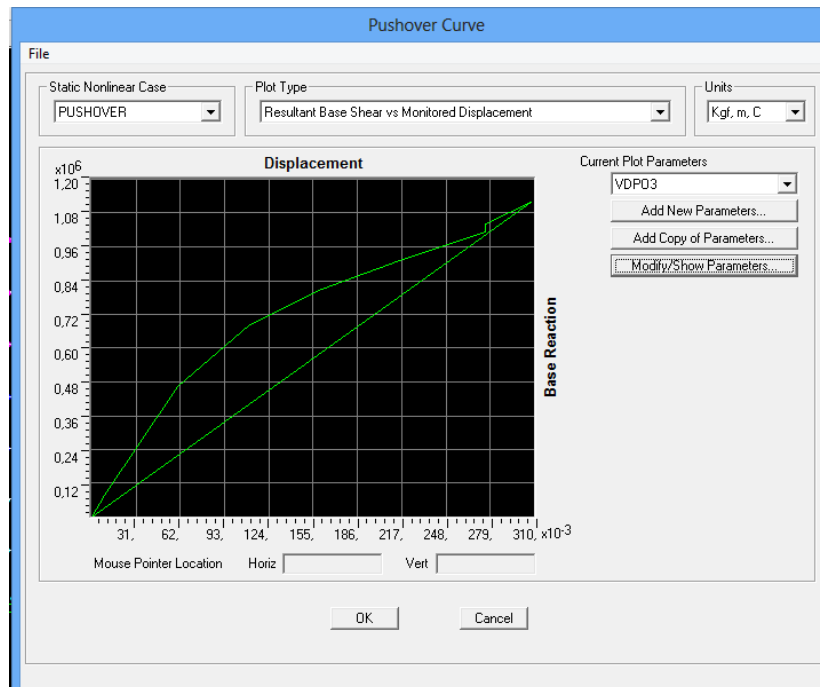


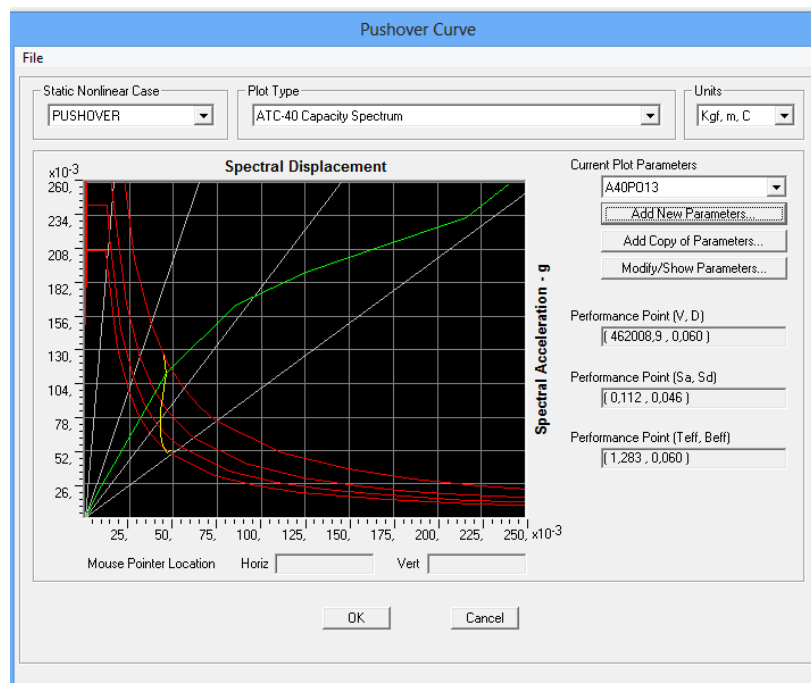
Imagen 17. Deformación con el sistema DMI

Como se puede observar en la imagen, los puntos morados, azules (oscuros y claros) son quienes prevalecen en la deformación de la estructura, lo que quiere decir que para este nivel de sismo se encuentra clasificado dentro del rango de inmediata ocupación, no se presentan muchos daños y son manejables para su reparación.

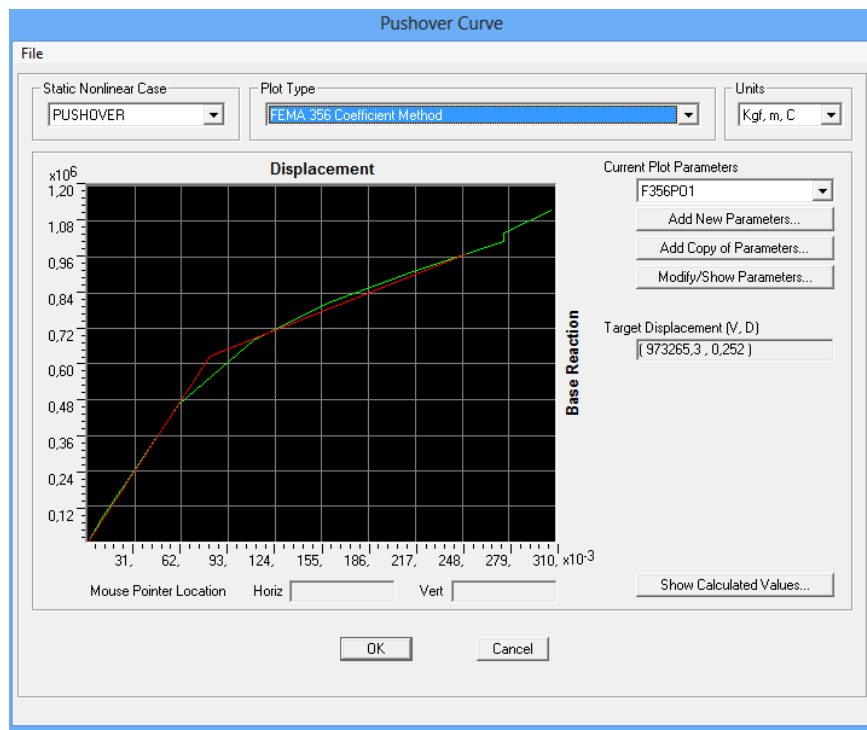
Las curvas arrojadas por el programa a partir de los datos son las siguientes:



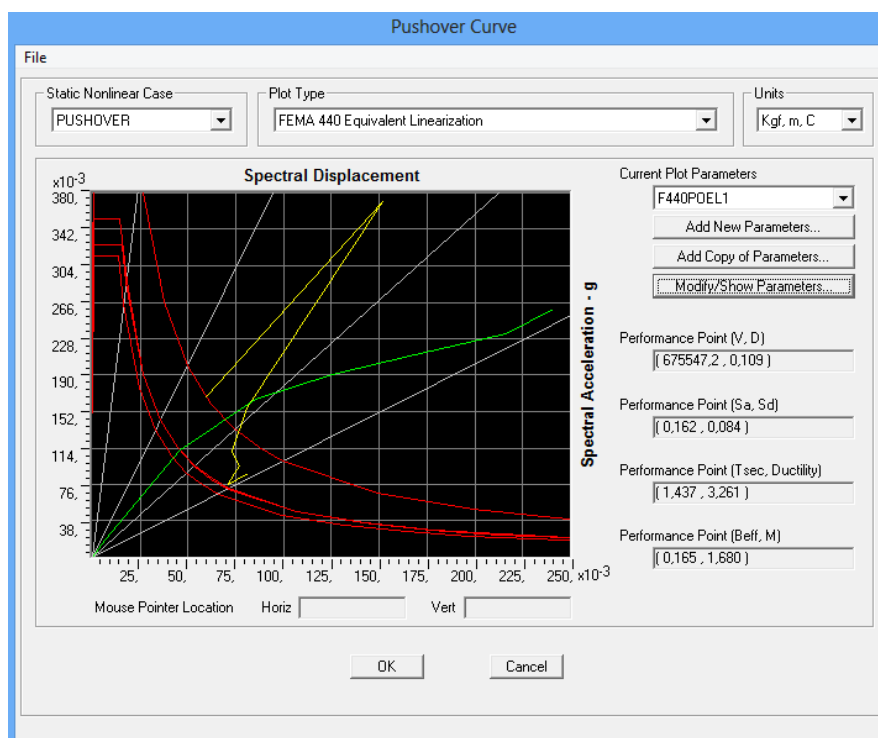
Grafica 7. Reacción en la base vs desplazamiento



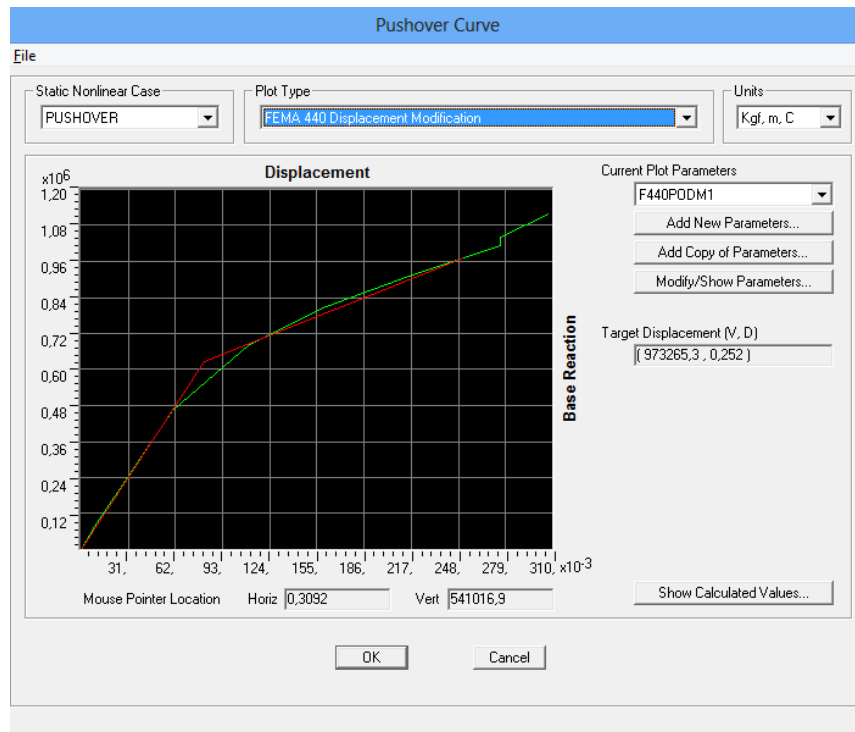
Grafica 8. Espectro de capacidad según ATC-40



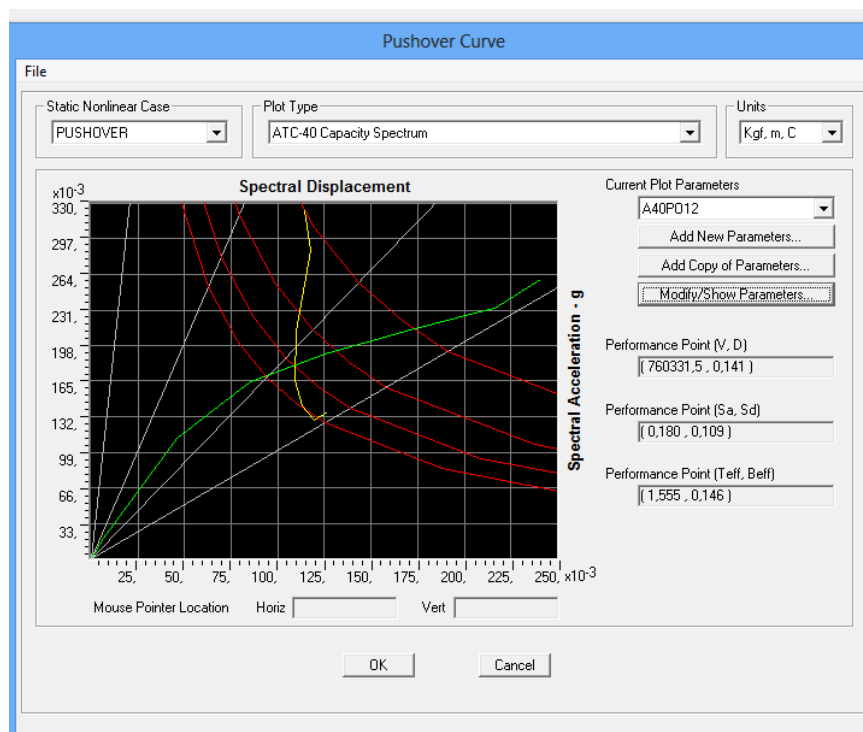
Grafica 9. Método de coeficiente según FEMA-346



Grafica 10. Linearización equivalente según FEMA-440



Grafica 11. Modificación de desplazamiento según FEMA-440



Grafica 12. Punto de desempeño de la estructura

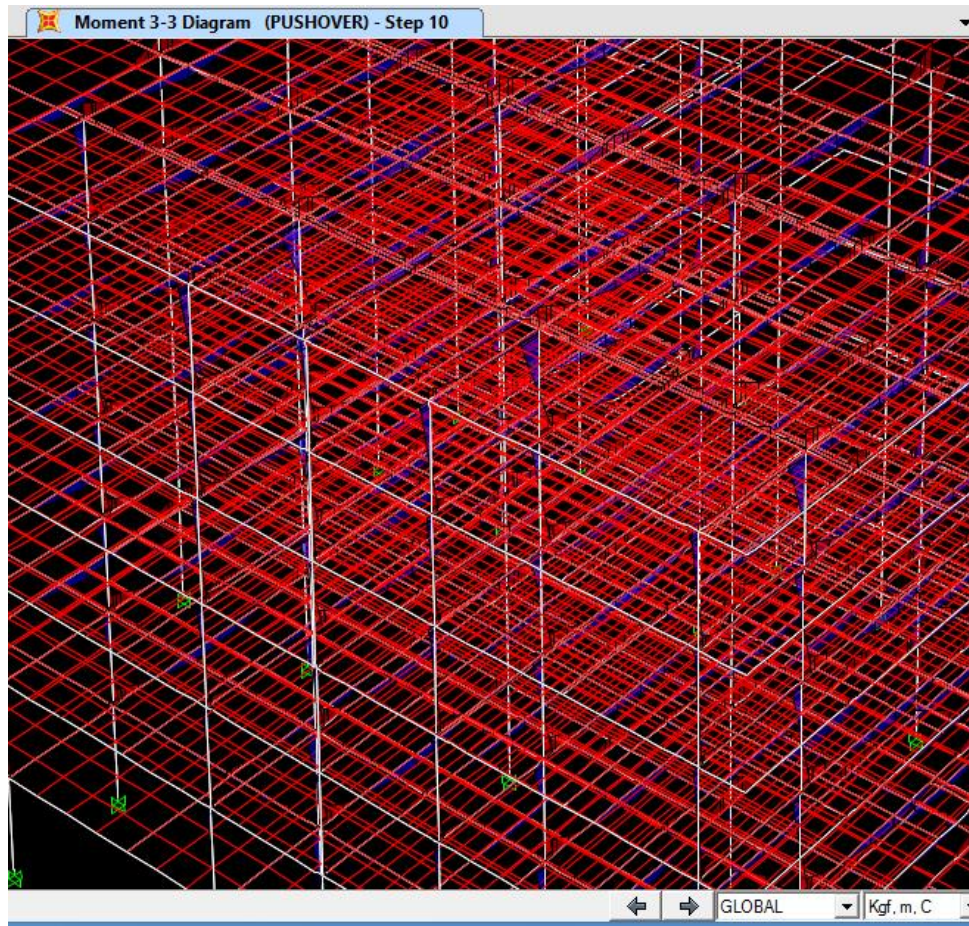


Imagen 18. Momentos generados en la estructura

Comportándose debidamente en el rango elástico con un margen muy pequeño, ya que la estructura está diseñada para este tipo de sismos.

Seguidamente, para la modelación con sistema de disipación DMO, la estructurase comportó de la siguiente manera:

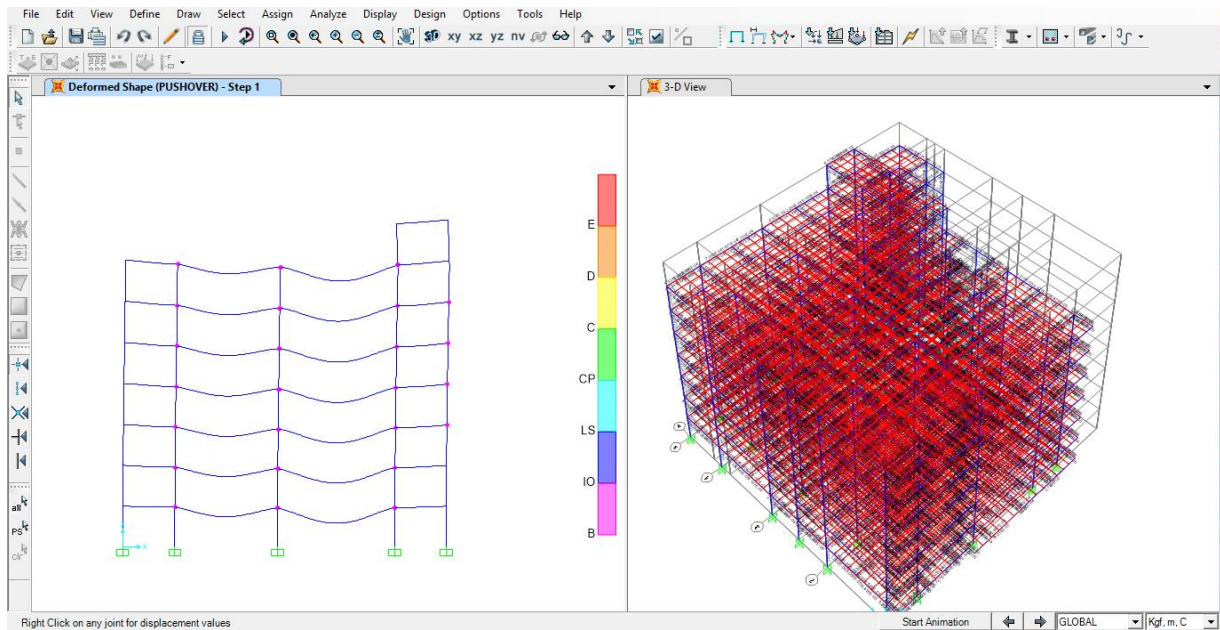


Imagen 19. Deformación con el sistema DMO

En la que hubo presencia de algunos puntos morados, lo que indica que entro en el rango de inmediata ocupación y seguridad de vida, es decir, que la estructura sufrió más daños, inclusive estructurales pero con la posibilidad de hacer las respectivas reparaciones.

La siguiente tabla corresponde a los valores de desplazamiento en cada nivel a partir del análisis estático no lineal, con una fuerza creciente a medida que vamos subiendo por cada piso.

Pushover Curve - PUSHOVER											
Step	Displacement m	Base Force Kgf	AtoB	BtoD	DtoLS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	Beyond E	Total
0	0,000302	0,00	1722	0	0	0	0	0	0	0	1722
1	0,008973	76350,29	1718	4	0	0	0	0	0	0	1722
2	0,060340	461954,86	1603	119	0	0	0	0	0	0	1722
3	0,110728	685329,57	1515	207	0	0	0	0	0	0	1722
4	0,160786	809455,02	1443	248	31	0	0	0	0	0	1722
5	0,215461	911024,24	1410	199	113	0	0	0	0	0	1722
6	0,268041	1001215,0	1372	195	136	19	0	0	0	0	1722
7	0,275413	1013348,9	1364	197	139	21	0	0	1	0	1722
8	0,275418	1040927,8	1363	192	145	21	0	0	1	0	1722
9	0,307819	1116944,8	1327	206	148	34	4	0	3	0	1722
10	0,000302	0,00	1325	205	151	33	4	0	4	0	1722

Tabla 15. Valores de desplazamiento en cada nivel

Estos fueron los momentos generados a lo largo de todo el edificio, obteniendo valores mayores en la base con un decrecimiento continuo hasta llegar a la parte de abajo.

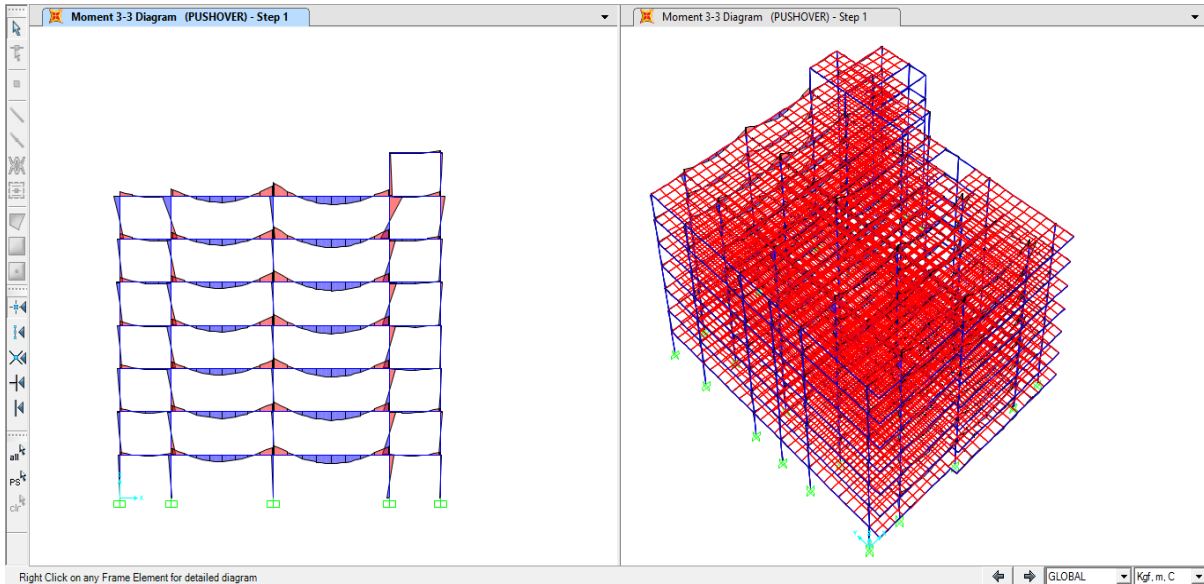


Imagen 20. Momentos generados a lo largo de todo el edificio

En esta figura se describe lo anteriormente mencionado visto de perfil, se observa que en el primer piso de la estructura se producen momentos menores que en los últimos, por razón de tener mayor presión en la base y esta hace que se presenten mayores restricciones.

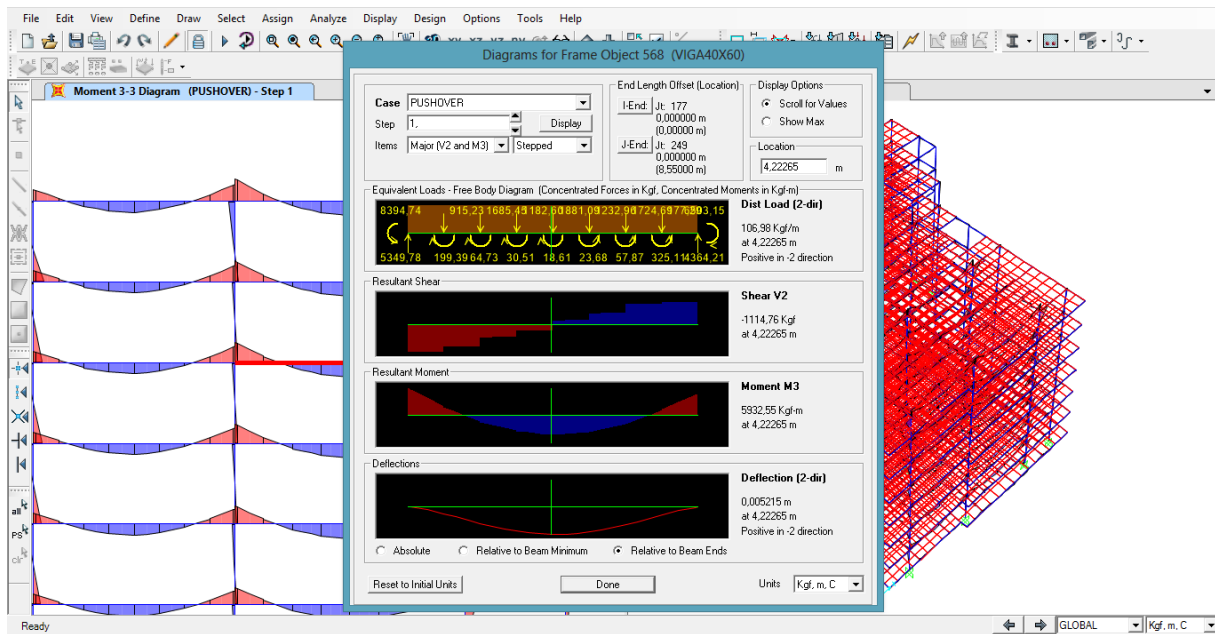


Imagen 21. Valores de cortante y momento para una viga

En la imagen se toma como referencia una de las vigas de la estructura para saber cuál es su valor de cortante y momento, para luego determinar las deflexiones que son ocasionadas por medio de la cargas gravitacionales a la que está sometida la edificación.

Y por último, el sismo más fuerte, que es el especial (DES), actuó sobre la estructura deformándolo de la siguiente manera:

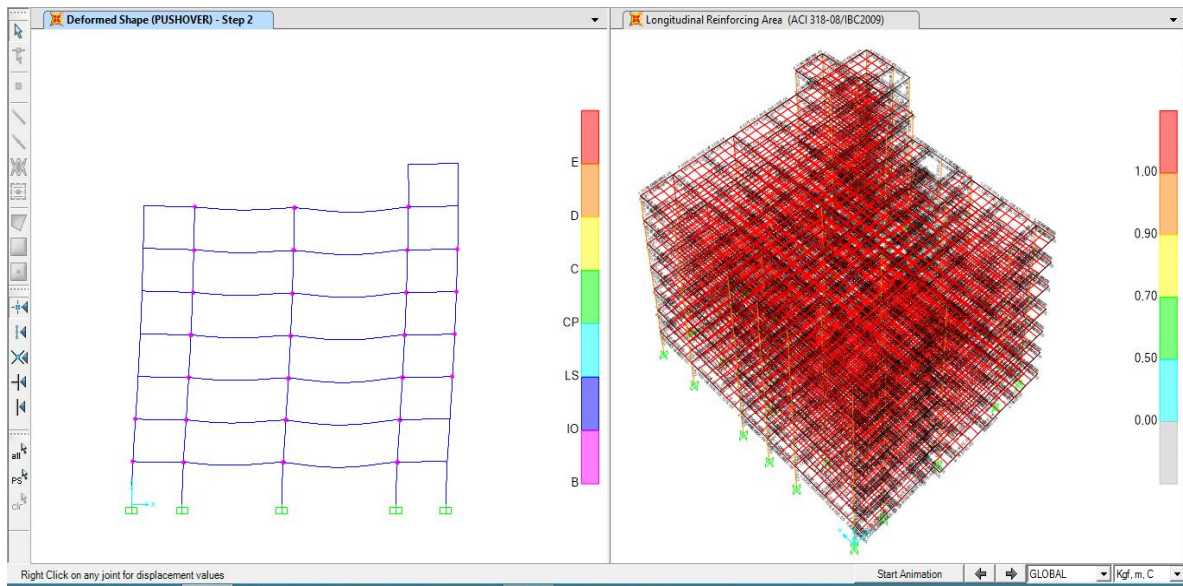


Imagen 22. Deformación con el sistema DES

Este es el sismo que provoca más daños debido a la fuerza y la intensidad con la que es aplicado, provocando la presencia de más puntos morados, indicando que la estructura ha recibido más daños estructurales sobre las rotulas Viga-Columna, pero manteniendo la estructura en pie y deformada inelásticamente.

7.1 DISCUSIONES

Para la interpretación de los cálculos obtenidos es de suma importancia los valores dados por los movimientos sísmicos de diseño, que de acuerdo a su ubicación geográfica, ellos depende de la zona de amenaza baja, intermedia y alta, la edificación que estamos evaluando se encuentra ubicada en la zona de amenaza sísmica baja o en la región N° 1 y 2, que nos indica en la NSR – 10 en el capítulo A.2.2.3 (tabla A.2.2-1).

La masa total es de **4425200 Kg** o **442,5200 Tony** la masa de entre piso es **553150 Kg**, esto se evalúa por medio del análisis de cargas que se hace principalmente cuando la edificación o la estructura se realizaran el diseño como tal, es importante el valor de la masa total para determinar el cortante basal ya que en él depende la distribución de las fuerzas horizontales equivalente, y por tal motivo nos indica las fuerzas por cada piso de la edificación, es decir, que a medida que va aumentando de piso la fuerza se hace aun mayor.

El cortante basal resistente de la edificación en su totalidad, ya sea por flexión o por esfuerzos cortantes, teniendo en cuenta los diferentes mecanismos de colapso posibles. Esta verificación puede realizarse para la distribución, en la altura de la edificación, de las fuerzas sísmicas horizontales que prescribe el método de la fuerza horizontal equivalente.

Es indispensable el cortante basal en la base de la edificación dio como resultado **19039,15 KN**, nos indica que la fuerza máxima que soporta el edificio en su base o en otras palabras las zapatas que son las cimentaciones.

El espectro de aceleración **S_a**, depende principalmente de los periodos T_c, T_l y T_o. También por la ubicación de la zona de amenaza, el tipo de suelo ya sea (A, B, C, D, E, etc.), el grupo de uso de la edificación que se determina por la categoría I, II, III y IV todas estas categorías nos indica para que uso se puede evaluar dicha edificación.

Para evaluar los espectros de aceleración es por los periodos de vibración y también los periodos de amortiguamiento de 5 %, que a medida que este va aumentando, el espectro de aceleración disminuye, lo que indica que son inversamente proporcionales.

El desplazamiento máximo en la parte más alta del edificio fue de **30,78 cm**, lo que esto con lleva que las fuerzas de vientos son muy fuertes a medidas que la altura aumenta, y a menor altura el desplazamiento es mínimo de **8 cm**, indicado en la tabla15 “valores de desplazamiento de cada nivel”

8. CONCLUSIONES

Después de haber realizado el análisis al edificio SURAMERICANA ubicado en barranquilla, se concretó que satisfactoriamente cumple con los requerimientos de diseño estructurales relacionados con el tipo de suelo y el grado de sismicidad al que está sometido.

El desplazamiento máximo en la parte más alta del edificio fue de 30,78 cm, lo que implica que las fuerzas de viento junto con las fuerzas sísmicas pueden ser controladas por los refuerzos estructurales, trabajando debidamente en el rango inelástico con la suficiente ductilidad como para permanecer estable.

Como la estructura se encuentra en una zona sísmica baja, al aplicarle el sismo DMI, no resulta necesario hacer una reparación estructural, lo que no toma el riesgo de colapso, mientras que para los sismos especiales, la estructura entra a comportarse en el rango inelástico quedando en riesgo, y hasta en la posibilidad de colapsar.

Para el caso de sismo DMO, donde se implementa la energía moderada, el edificio resulta con serios daños estructurales que pueden ser reparados, pero garantizando la seguridad de vida de los ocupantes.

8.1 RECOMENDACIONES

Con base en la investigación realizada, quedan abiertas las puertas para profundizar en:

- Realizar un estudio comparativo en edificaciones que hayan sido diseñadas exclusivamente para sismos intermedios y sismos altos, donde los resultados sean certeros y se tenga una mayor exactitud al momento de realizar las comparaciones.
- Hacer énfasis en edificaciones con un número superior a 10 pisos, donde las estructuras se encuentren mayormente afectados por las fuerzas de viento.
- Trabajar con edificaciones que posean irregularidad en altura, que tengan diferentes distribuciones por cada nivel y distintos tipos de columnas.

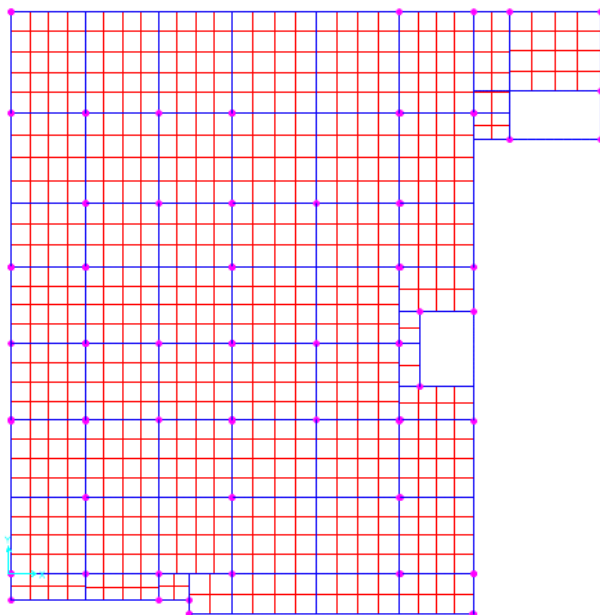
9. BIBLIOGRAFIA

- TEODORO E., Harmsen. *Diseño de estructuras de concreto armado*. Fondo editorial. 2002. pp. 683.
- AKIYAMA, Hiroshi. *Metodología de proyecto sismorresistente de edificios basado en el balance energético*. Editorial Reverté S.A. 2003. pp. 251.
- PERLES, Pedro. *Estructuras especiales*. Kliczkowski / Nobuko. 2007. pp. 253.
- JARAMILLO JIMENEZ, Oscar. *Análisis clásico de estructuras*. Universidad Nacional de Colombia, Unilibros. 2004. pp. 274.
- Norma sismo resistente colombiana del año 2.010 (NSR-10).
- Manual de COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. CSI Analysis reference manual for SAP 2000, ETABS and SAFE. California.
- Rodrigo Suesca, Ángel Eduardo. Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia. Revista Facultad de Ingeniería, UPTC, 16(23), 2007. PP 25-37.
- Nilson Arthur H. Universidad de Cornell, *Diseño de Estructuras de Concreto*, Duodécima Edición, Editorial McGraw Hill INTERAMERICANA, S.A pp. 637-672.
- Cabrera Bonilla, Elvin Alberto, Ingeniero Estructural. *Desempeño sísmico de edificios a porticados de hormigón armado*. República Dominicana.
- Taboada García, José Antonio y De Izcue Uzeda, Arturo Martin. Pontificia Universidad Católica del Perú. Facultad de Ciencias e Ingeniería. Tesis de Grado. Junio de 2009.

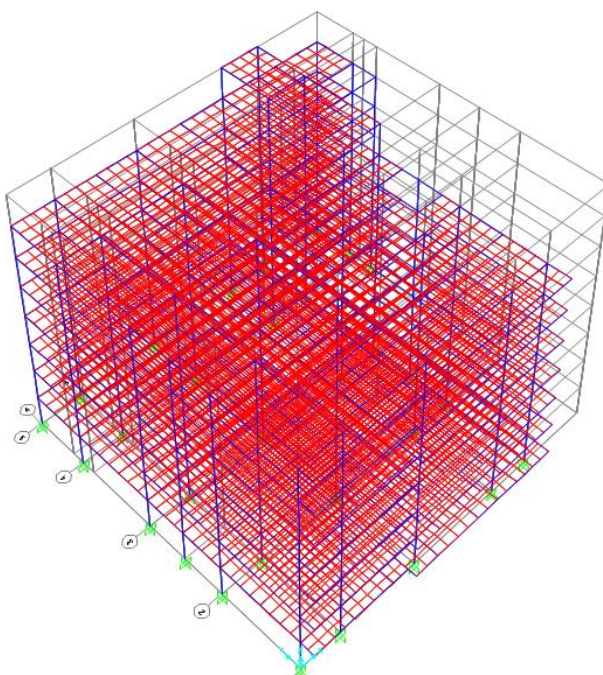
10. ANEXOS

Imagen extraída desde el plano en AutoCAD con vista en planta y 3D de la edificación que se le ha hecho el diseño estructural, edificio a la cual se ha realizado su debido chequeo mediante el análisis estático no lineal para los tres niveles de sismicidad.





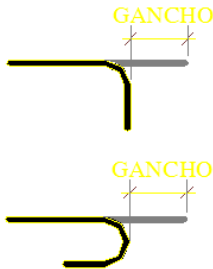
ANEXO 2. Distribución en planta en m²



ANEXO 3. Modelado del edificio en 3D

COMPARACION DESPIECE – NSR-10

Recuadro extraído de los planos estructurales del edificio “SURA”

Longitud de ganchos	Cuadro de longitudes mínimas		
	BARRA N°	GANCHO	TRASLAPO
	3	.15	.50
	4	.20	.60
	5	.25	.70
	6	.30	.90
	7	.35	1.20
	8	.40	1.40
	10	.50	1.70

ANEXO 4. Tabla de dobles de barras

Información para identificar los distintos ganchos, traslapos, tablas de diámetro y áreas extraídas de la NSR – 10.

TABLA C.7.2 — DIÁMETROS MÍNIMOS DE DOBLADO

Diámetro de las barras	Diámetro mínimo de doblado
No. 3 (3/8") ó 10M (10 mm) a No. 8 (1") ó 25M (25 mm)	$6d_b$
No. 9 (1-1/8") ó 30M (30 mm), No. 10 (1-1/4") ó 32M (32 mm) y No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm)	$8d_b$
No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm)	$10d_b$

ANEXO 5. Diámetros mínimos de doblado, según NSR - 10

C.7.1 - Ganchos estándar

El término “gancho estándar” se emplea en el Título C del Reglamento NSR-10 con uno de los siguientes significados:

C.7.1.1 - Doble de 180° más una extensión de **4db**, pero no menor de 65 mm en el extremo libre de la barra.

C.7.1.2 - Doble de 90° más una extensión de **12db** en el extremo libre de la barra.

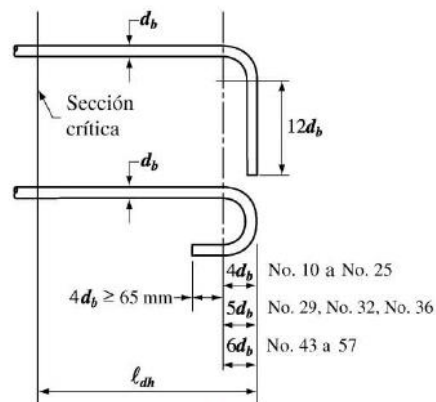


Fig. CR12.5 — Detalles de barras dobladas para desarrollar el gancho estándar

ANEXO 6. Detalle de barras dobladas para desarrollar el gancho estándar, según NSR - 10

C.7.1.3 - Para estribos y ganchos de estribo

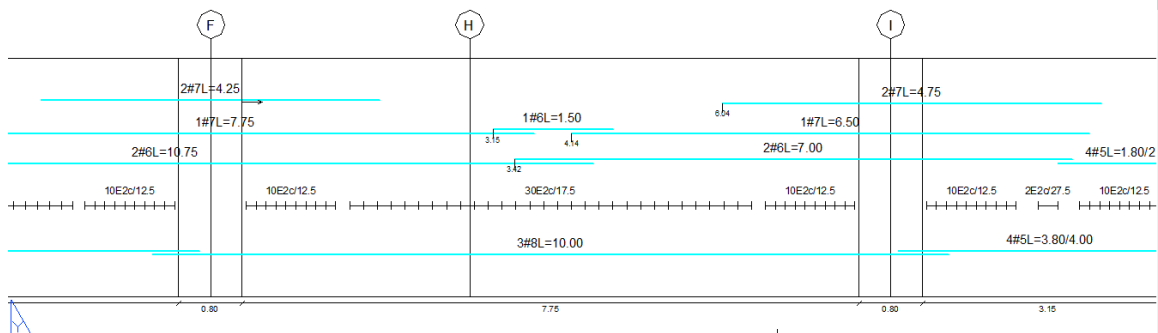
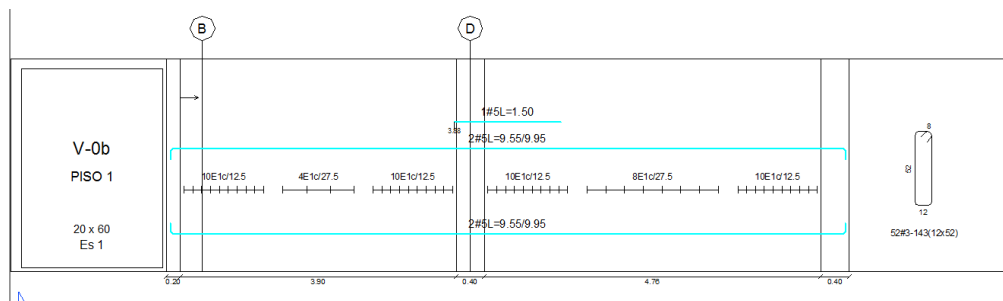
- Barra No. 5 (5/8") ó 16M (16 mm) y menores, doblez de 90° más **6db** de extensión en el extremo libre de la barra, o
- Barra No. 6 (3/4") ó 20M (20 mm), No. 7 (7/8") ó 22M (22 mm), y No. 8 (1") ó 25M (25 mm), doblez de 90° más extensión de **12db** en el extremo libre de la barra, o
- Barra No. 8 (1") ó 25M (25 mm) y menor, doblez de 135° más extensión de **6db** en el extremo libre de la barra.

TABLA C.3.5.3-2
DIMENSIONES NOMINALES DE LAS BARRAS DE REFUERZO
(Diámetros basados en octavos de pulgada)

Designación de la barra (véase la nota)	Diámetro de referencia en pulgadas	DIMENSIONES NOMINALES			Masa kg/m
		Diámetro mm	Area mm ²	Perímetro mm	
No. 2	1/4"	6.4	32	20.0	0.250
No. 3	3/8"	9.5	71	30.0	0.560
No. 4	1/2"	12.7	129	40.0	0.994
No. 5	5/8"	15.9	199	50.0	1.552
No. 6	3/4"	19.1	284	60.0	2.235
No. 7	7/8"	22.2	387	70.0	3.042
No. 8	1"	25.4	510	80.0	3.973
No. 9	1-1/8"	28.7	645	90.0	5.060
No. 10	1-1/4"	32.3	819	101.3	6.404
No. 11	1-3/8"	35.8	1006	112.5	7.907
No. 14	1-3/4"	43.0	1452	135.1	11.380
No. 18	2-1/4"	57.3	2581	180.1	20.240

Nota: El No. de la barra indica el número de octavos de pulgada del diámetro de referencia

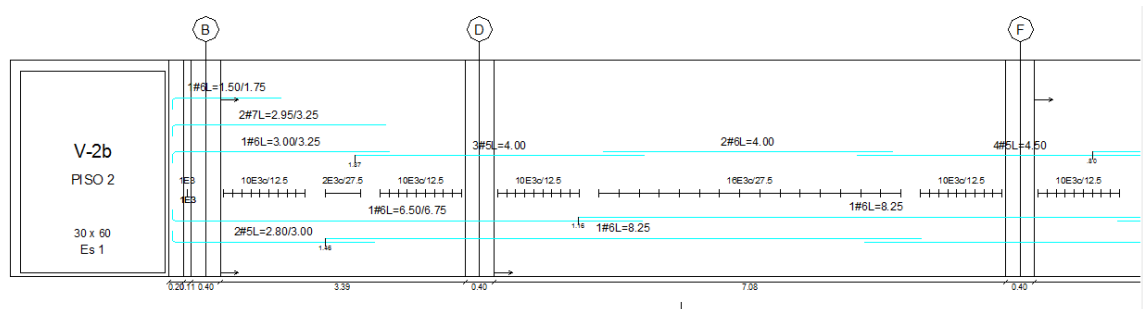
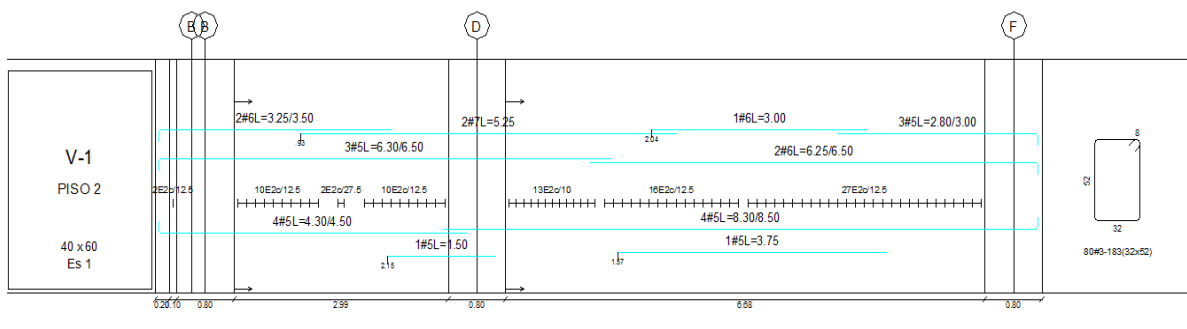
ANEXO 7. Tabla de dimensiones nominales de las barras de refuerzo, según NSR - 10



ANEXO 8. Vigas según diseño estructural, según software DC – CAD 10

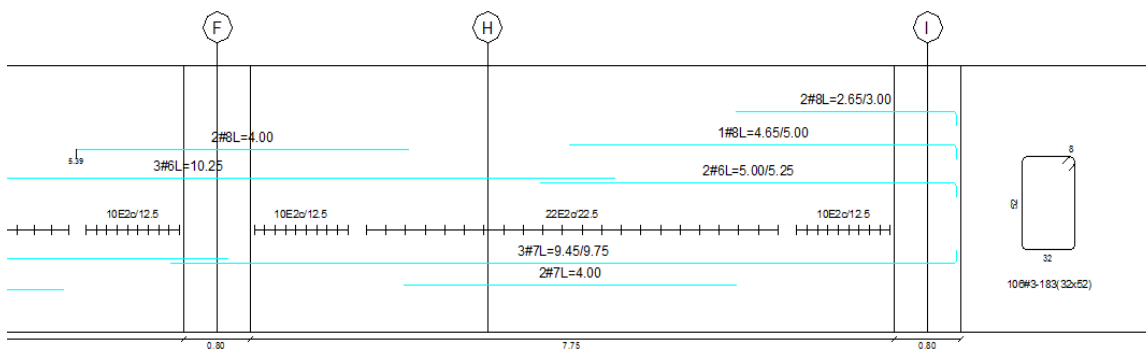
En la imagen anterior se observa una viga de la edificación donde se encuentran ubicados los traslapes de las distintas barras (Nº6 y Nº7), estas 2 (dos) barras

sonde diferente longitud de desarrollo o traslapo, cuyas superposiciones están acorde con lo estipulado en la norma (NSR-10).

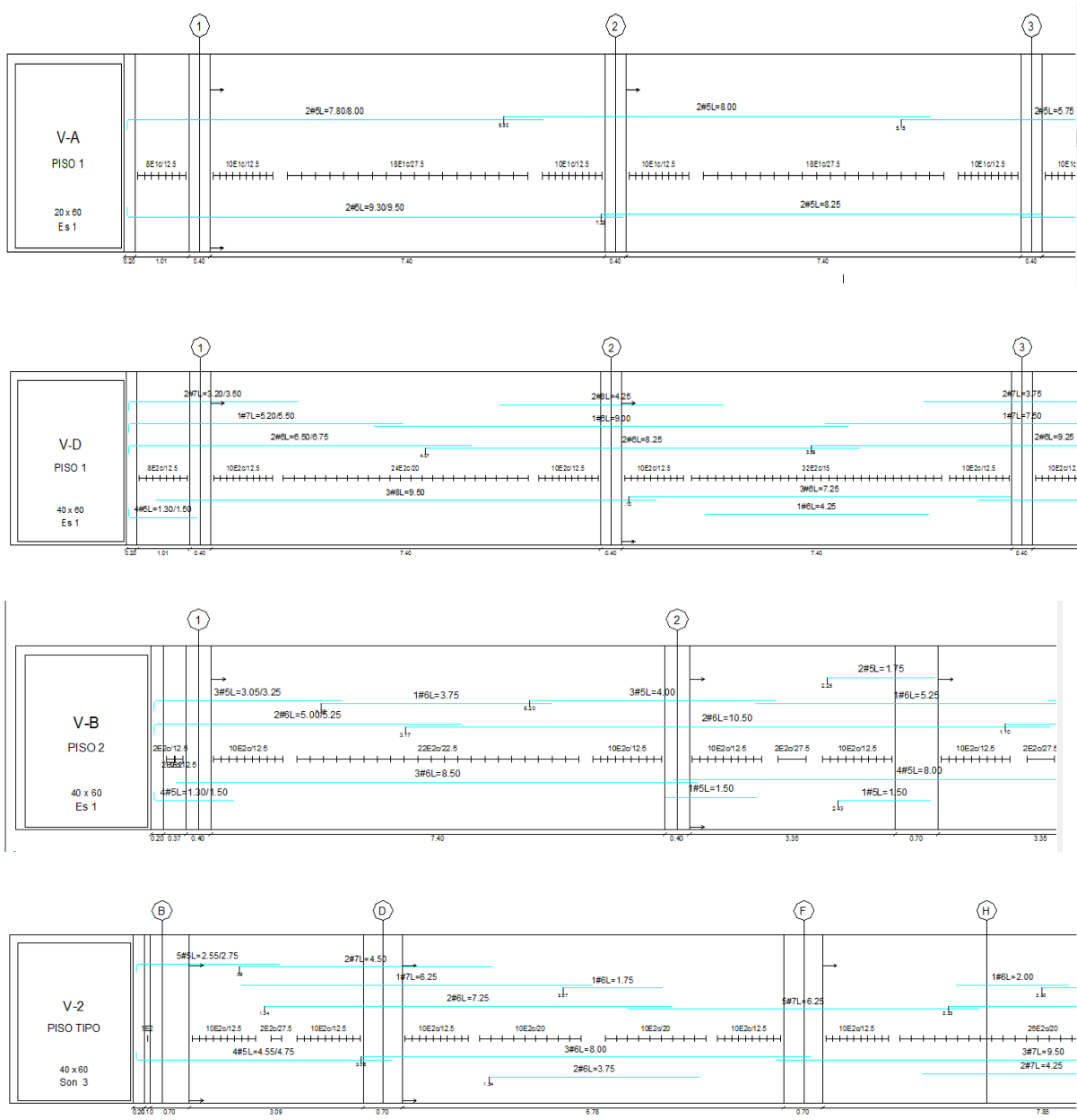


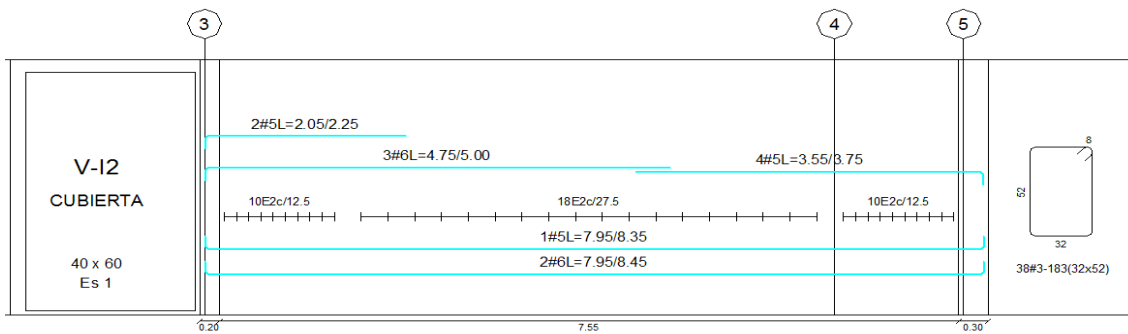
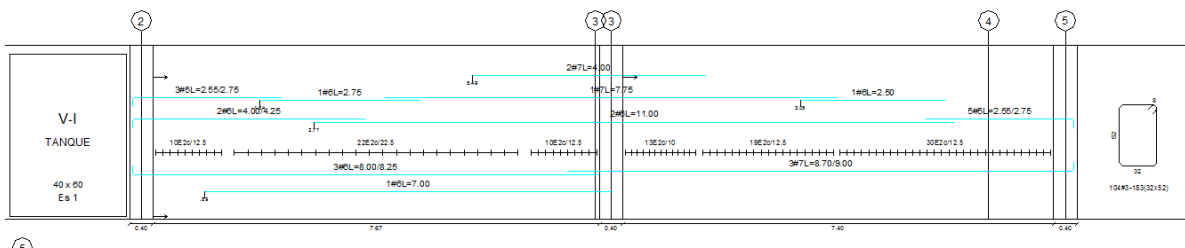
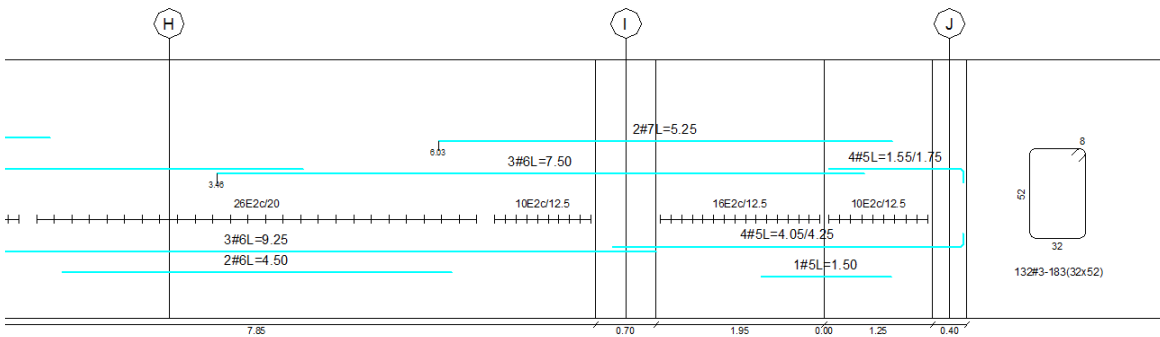
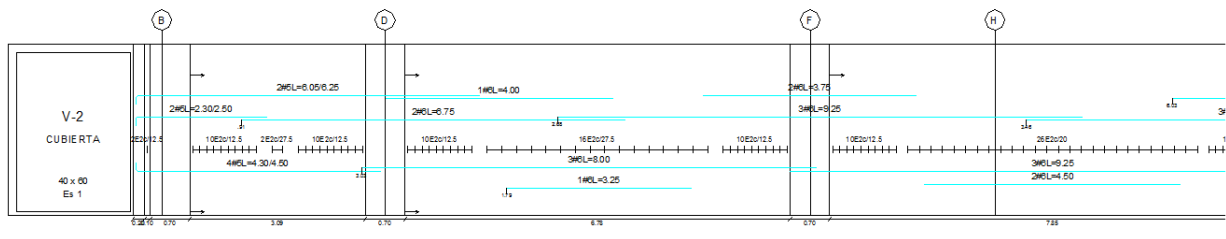
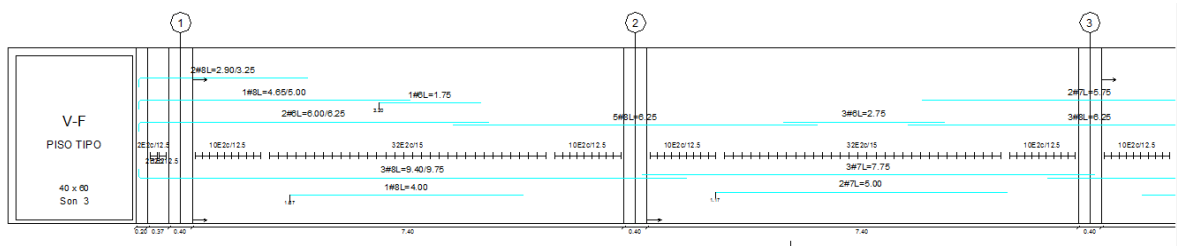
Con respecto a los ganchos de la barra N°5 es de 20 cm en la figura anterior y de acuerdo con lo que nos dice la Norma es que el gancho no debe ser menor de **6db**, y también lo mismo para las barras N°6, es de 25 cm, por lo tanto no debe ser menor a **12db**, si cumplen.




Para las barras N°7 que tienen un gancho de 30 cm, no debe ser menor a **12db**, por lo tanto también cumplen.



En el caso de la barra N°8 como su diámetro es mayor tiene el gancho de 35 cm, en la figura observamos en la derecha extrema el gancho con su longitud correspondiente, esto nos da a entender que cumple con lo especificado en la norma, adicional a esto no debe ser menor a **12db**.





RESUMEN ESTRIBOS EN VIGAS					
DIAGRAMA	Tipo	Diámetro	Ancho(cm)	Altura(cm)	Gancho(cm)
	E1	#3	12	52	8
	E2	#3	32	52	8
	E3	#3	22	52	8

ANEXO 9. Tabla resumen de estribos en vigas del diseño estructural

Con ayuda de esta grafica es importante determinar las cantidades de estribos en las estructuras; de acuerdo con el despiece que es arrojado por el software DC CAD se nos facilita el despiece de toda la estructura, incluyendo las barras longitudinales, traslapes, estribos, acero de complemento, etc.

En ella tenemos los tipos de aros o estribos, el diámetro, ancho, alto y también el gancho donde se hace el amarre con las barras longitudinales.

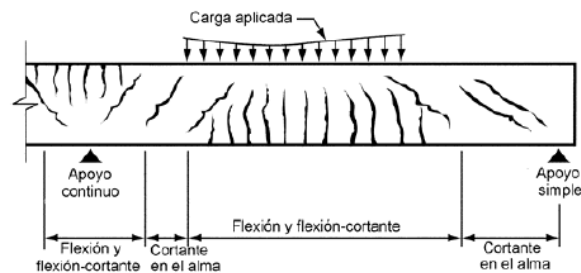
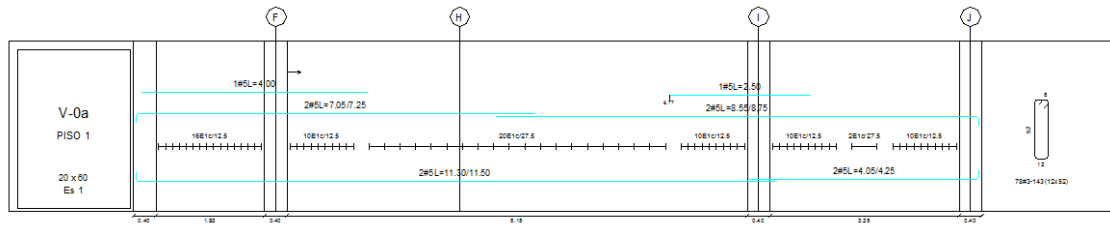
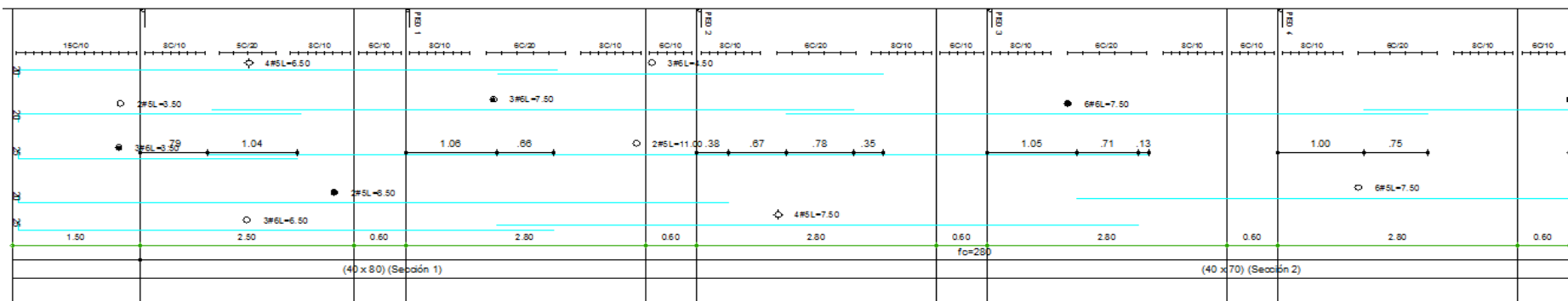


Fig.C R11.3.3. — Tipos de agrietamiento en vigas de concreto.

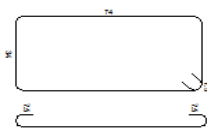
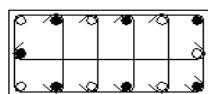
ANEXO 10. Tipos de agrietamientos en vigas de concreto



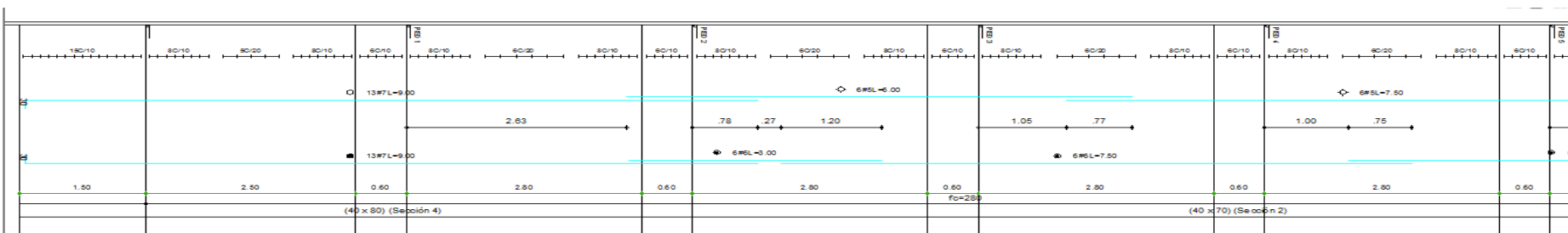
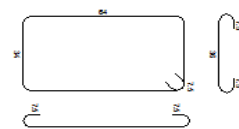
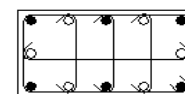
En esta imagen se observan todos los detalles de una de las vigas del edificio diseñado, donde se identifican los diferentes ganchos, traslapes, estribos y sus distintas separaciones de acuerdo a la longitud que la viga tenga. Otro aspecto importante que se refleja es el despiece como tal, donde se da una idea más clara de toda la distribución que se considera sumamente primordial para contrarrestar las cargas que se le aplican a las losas, con el fin de evitar los tipos de agrietamiento que se le ocasionan a los elementos estructurales.



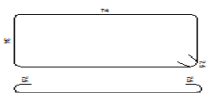
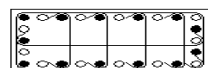
Indicaciones:
Indicaciones:
Indicaciones:
Indicaciones:



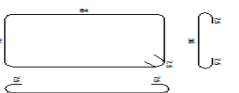
Indicaciones:
Indicaciones:
Indicaciones:
Indicaciones:

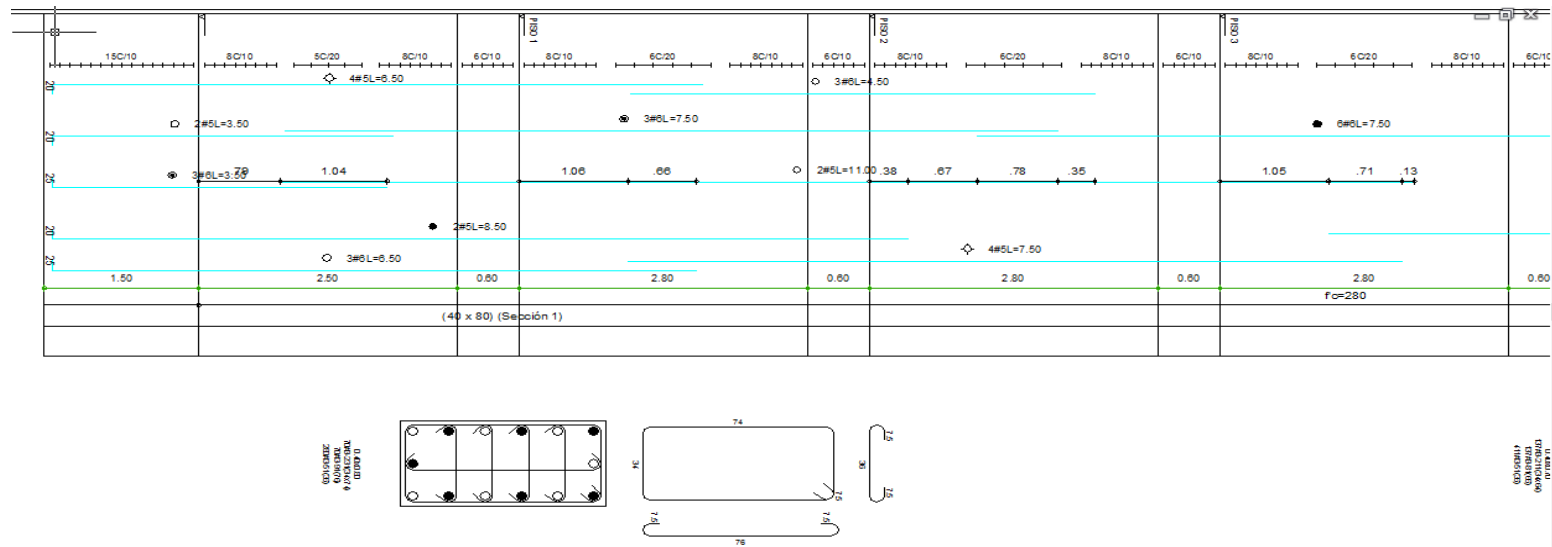
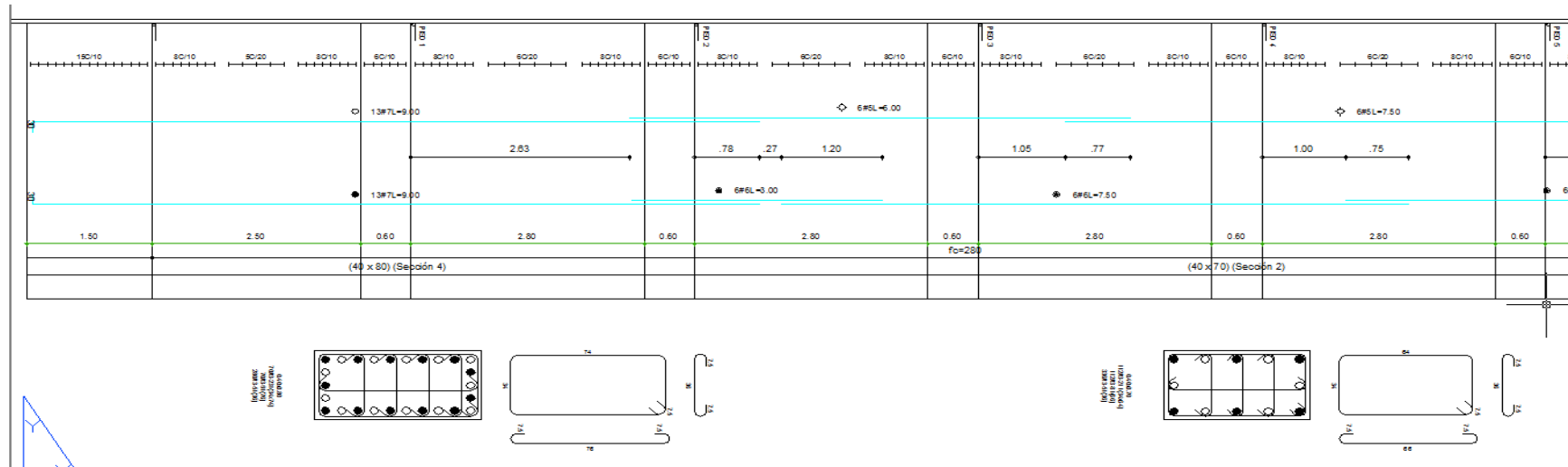


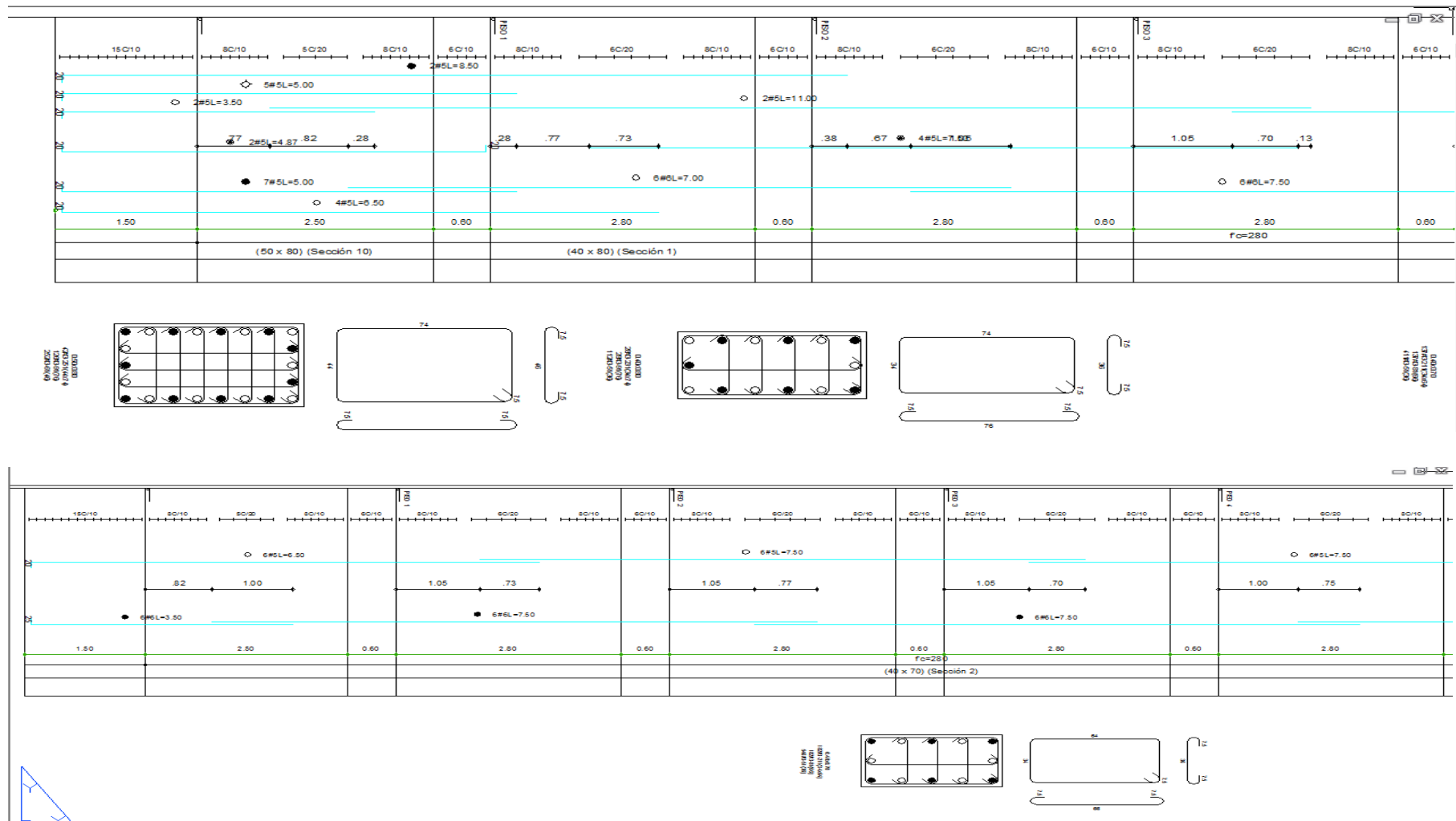
Indicaciones:
Indicaciones:
Indicaciones:
Indicaciones:



Indicaciones:
Indicaciones:
Indicaciones:
Indicaciones:





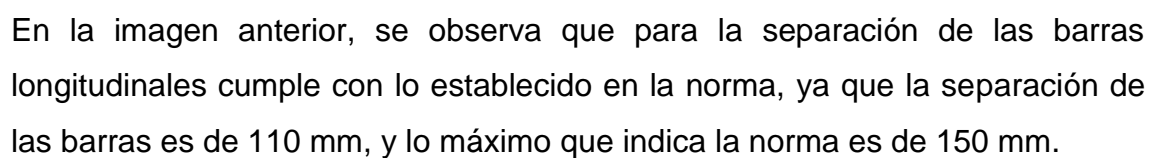


ANEXO 11. Columnas según diseño estructural, según software DC – CAD 10

En esta imagen se observa que la columna tipo tiene varias barras de distintos diámetros, por lo que indica que las cargas que reciben de dicha estructura están concretadas en todo el edificio; las que reciben mayor carga están ubicadas en los primeros pisos, al subir de nivel o de piso se disminuye la sección de la columna y también la carga, teniendo así menor refuerzo transversal.

Las barras verticales son un componente muy importante que componen las columnas, que reciben todo el peso de la estructura cuyos diámetros son 5/8", 3/4", 7/8" y 1", así mismo, el concreto a compresión debe ser muy resistente como para soportar tal magnitud de carga, por esto se realizó con F_c de 4000 PSI, es decir, 28 Mpa. Los estribos o aros se hacen con barras N°3 o 3/8", también los ganchos suplementarios para tener una mayor resistencia a la hora de poder prevenir un tipo de daño estructural.

La separación de los estribos en las columnas son de 10 cm en los extremos y en el centro son de 15 cm a 20 cm, para distribuir mejor la carga uniformemente o de manera simétrica, todo esto se cumple con lo establecido con la Norma NSR – 10. Los traslapos están hechos con una medida que nos estipula el plano estructural con referencia a la losa de entrepiso, la medida del traslapo pueden ser de 1.04, 1.05 y 1.06 mts, a partir de allí se encuentra anclada para la siguiente losa de entre piso o el nivel más arriba.



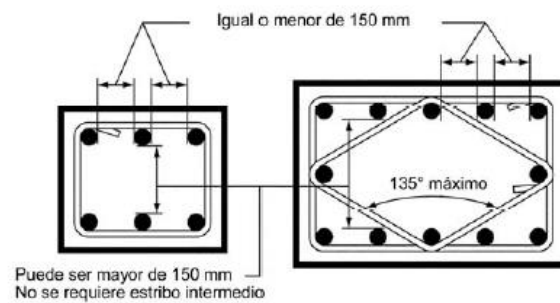
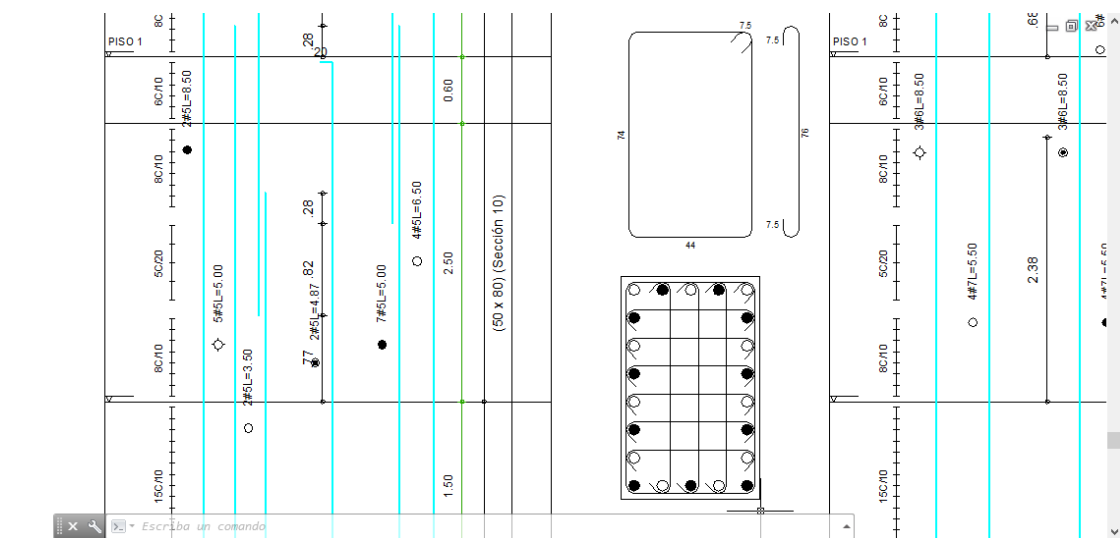


Fig. CR7.10.5 — Croquis para aclarar las medidas entre barras de columna apoyadas lateralmente



ANEXO 12. Detalles de las barras de las columnas o croquis de medidas entre barras de columnas

Se puede detallar en el croquis que para el detalle de las barras en las columnas, es idéntico al que nuestra norma de diseño nos estipula, por lo tanto cumple para las columnas, ya que la separación entre las barras es menor de 150 mm, es decir, que para el caso de las columnas de sección (30x30) cm, que tienen una separación de 120 mm, se encuentran dentro del rango.

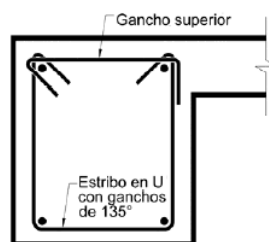
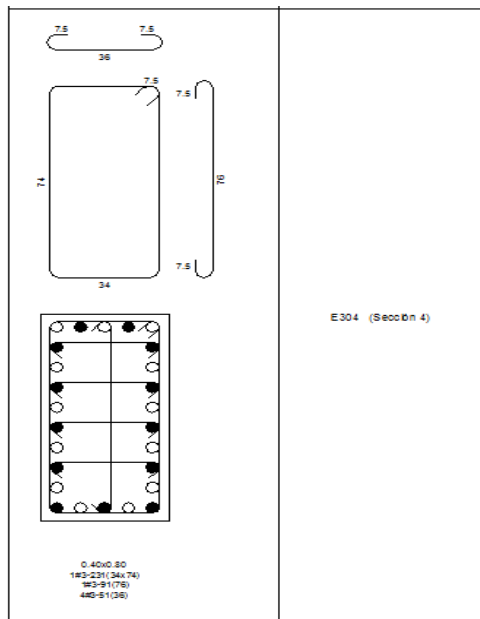
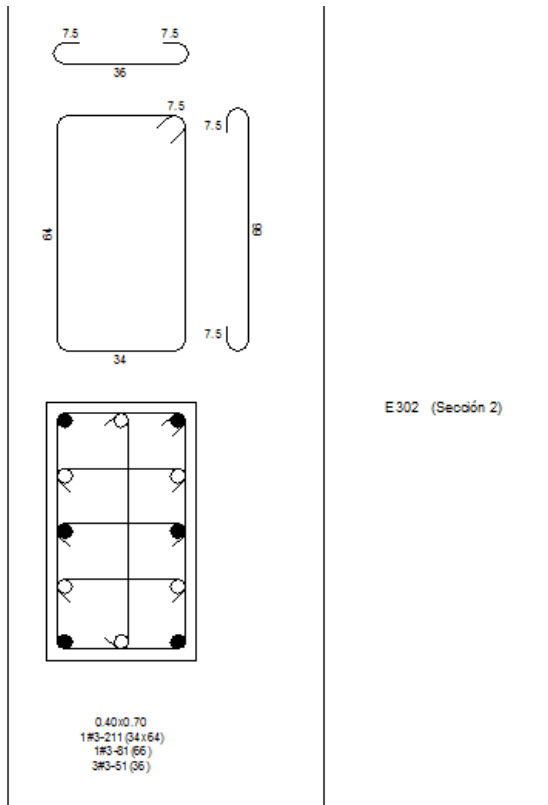


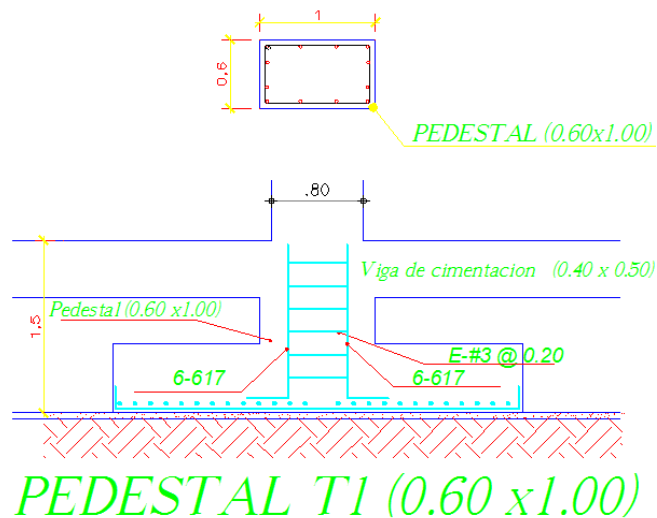
Fig. CR7.13.2 — Ejemplo de estribo de dos piezas que cumple con los requisitos de C.7.13.2.3.

DETALLE DE LOS ESTRIBOS EN LAS COLUMNAS DE DISTINTAS SECCIONES

RESUMEN ESTRIBOS EN COLUMNAS	
DIAGRAMA	Tipo
<div> </div>	E301 (Sección 1)
<div> </div>	E303 (Sección 3)



ANEXO 13. Detalle de los estribos en las columnas de distintas secciones



ANEXO 14. Detalle de pedestal tipo 1

Cuando la carga de una columna que es transmitida a una zapata es muy alta, se presentan fuertes tensiones de contacto en la unión entre estas, por lo que en algunas ocasiones se hace necesario implementar un pedestal, y así evitar un posible punzonamiento, es decir, que no tendremos ninguna clase de fisura por las altas cargas que se transmiten en la zona de contacto columna-pedestal.

C.15.2 - Cargas y reacciones

C.15.2.1 - Las zapatas deben diseñarse para resistir las cargas mayoradas y las reacciones inducidas, de acuerdo con los requisitos de diseño apropiados de este Reglamento y conforme a lo dispuesto en el Capítulo C.15.

C.15.2.2 - El área base de la zapata o el número y distribución de pilotes debe determinarse a partir de las fuerzas y momentos no mayorados transmitidos al suelo o a los pilotes a través de la zapata, y debe determinarse mediante principios de mecánica de suelos la resistencia admisible del suelo o la capacidad admisible de los pilotes.

C.15.2.3 - El cálculo de los momentos y esfuerzos de cortante para zapatas apoyadas sobre pilotes puede basarse en la suposición de que la reacción de cualquier pilote está concentrada en el centro del mismo.

C.15.4 - Momentos en zapatas

C.15.4.1 - El momento externo en cualquier sección de una zapata debe determinarse pasando un plano vertical a través de la zapata, y calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre el área total de la zapata que quede a un lado de dicho plano vertical.

C.15.4.2 - El momento máximo mayorado, **Mu**, para una zapata aislada debe calcularse en la forma prescrita en C.15.4.1, para las secciones críticas localizadas como se indica a continuación:

- a) En la cara de la columna, pedestal o muro, para zapatas que soporten una columna, pedestal o muro de concreto.
- b) En el punto medio entre el eje central y el borde del muro, para zapatas que soporten muros de albañilería.
- c) En el punto medio entre la cara de la columna y el borde de la platina de base de acero, para zapatas que soporten una columna con platina de acero de base.

C.15.4.3 - En zapatas en una dirección y en zapatas cuadradas en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse uniformemente a lo largo del ancho total de la zapata.

C.15.6 - Desarrollo del refuerzo en zapatas

C.15.6.1 - El desarrollo del refuerzo en las zapatas debe hacerse de acuerdo con el Capítulo C.12.

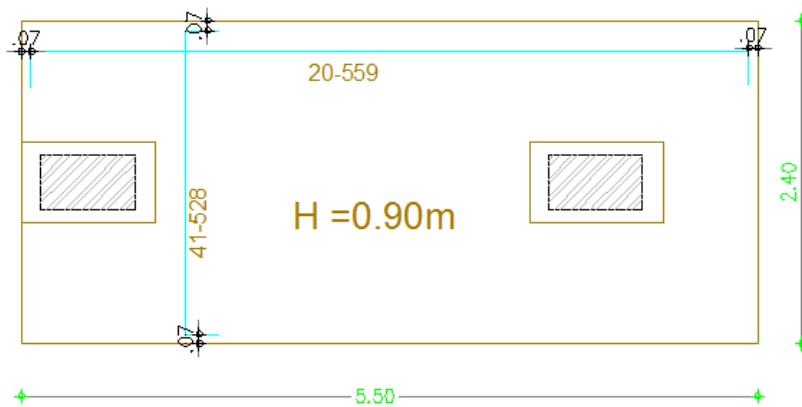
C.15.6.2 - La tracción o compresión calculadas en el refuerzo en cada sección debe desarrollarse a cada lado de dicha sección ya sea mediante una longitud embebida, ganchos (sólo en tracción) o dispositivos mecánicos, o bien mediante una combinación de los mismos.

C.15.6.3 - Las secciones críticas para el desarrollo del refuerzo deben suponerse en los mismos planos definidos en C.15.4.2 para el momento máximo mayorado y en todos los demás planos verticales en los cuales representan cambios de sección o de refuerzo. Véase también C.12.10.6.

C.15.7 - Altura mínima de las zapatas

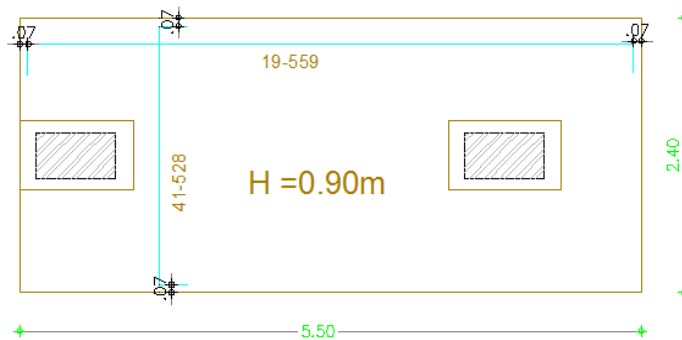
La altura de las zapatas sobre el refuerzo inferior no debe ser menor de 150 mm para zapatas apoyadas sobre el suelo, ni menor de 300 mm en el caso de zapatas apoyadas sobre pilotes.

REFUERZO INFERIOR



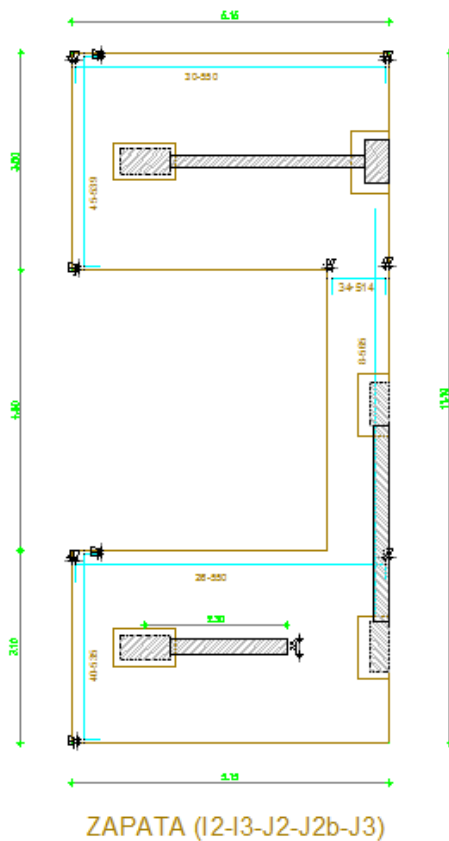
ZAPATA B5 - D5

REFUERZO SUPERIOR



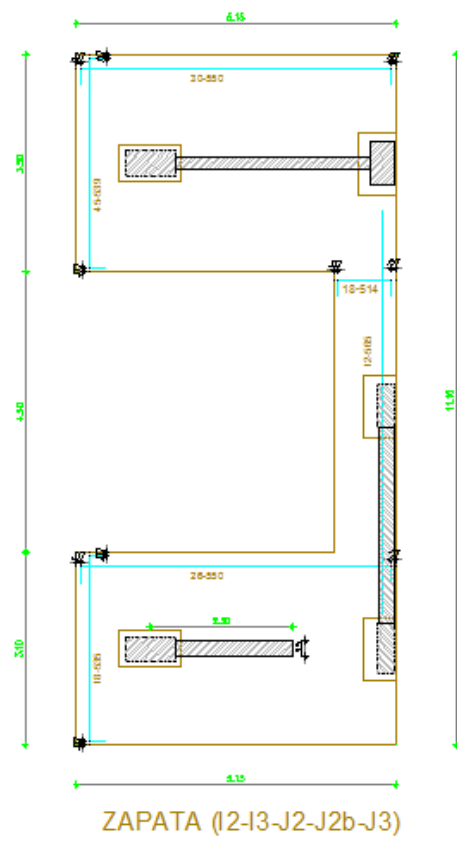
ZAPATA B5 - D5

REFUERZO INFERIOR



ZAPATA (I2-I3-J2-J2b-J3)

REFUERZO SUPERIOR



ZAPATA (I2-I3-J2-J2b-J3)

ANEXO 15. Detalles de distintas cimentaciones de la edificación

En las anteriores figuras, observamos dos (2) tipos de zapatas combinadas. En ellas se puede apreciar que el recubrimiento mínimo es de 7cm, y en la NSR-10 se indica que el recubrimiento mínimo está entre estos valores, 7 a 9 cm,

razón por la cual si cumple. El refuerzo se realizó por medio de refuerzo por temperatura, que tiene una cuantía del 2%.

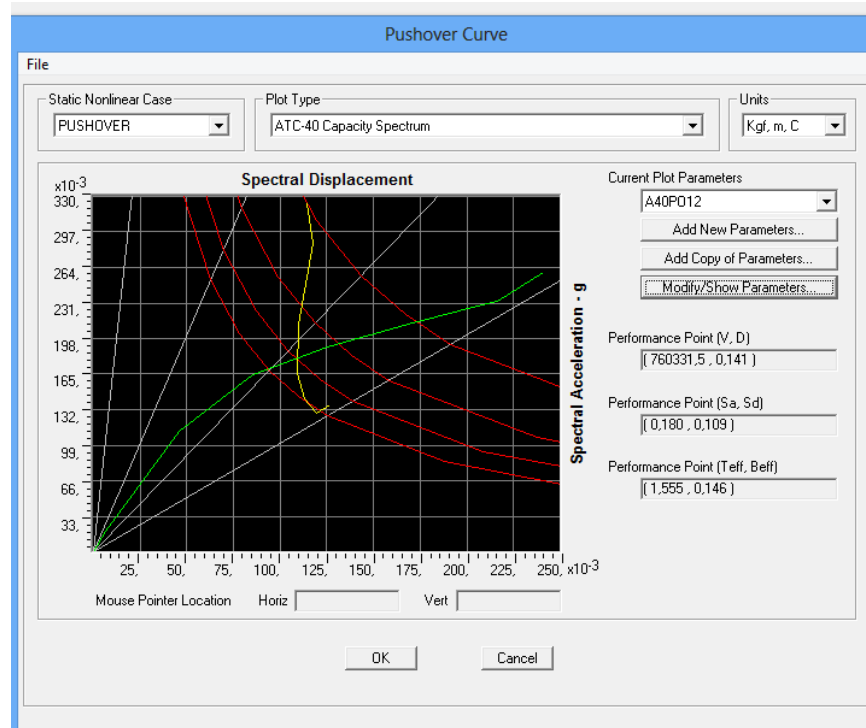
Otro dato específico es la simbolización de la cantidad de barras que se colocan, el número de barra y la separación, por ejemplo: 16 – 559, donde se indica que “16” es número de barra, “5” es la barra 5/8” y por último “59” es la separación en cm.

Para el proceso constructivo de la zapata, se hará como lo indica el plano refuerzo inferior y superior, esto nos da a entender que a mayor carga sea la que recibe la zapata, así será su refuerzo.

SISTEMA ESTRUCTURAL DE RESISTENCIA SISMICA:	GRUPO DE USO:
Cargas Verticales: Porticos Cargas Horizontales: Porticos Ro = de acuerdo a NSR-10 Aa=0.10 Fa=1.60 Tc= 0.72 seg Av=0.10 Fv=2.40 TL= 5.76 seg ZONA DE AMENAZA SISMICA: Bajo	GRUPO DE USO I I=1.00
CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA	ESTUDIO DE SUELOS
TIPO DE CIMENTACION Zapatas PLACA ENTREPISOS Placa maciza y vigas colgadas MATERIAL ESTRUCTURAL Concreto armado	CIMENTACION SEGUN ESTUDIO DE SUELOS EST-022-2013 DE LA FIRMA: GEOTECO S.A.S. CAPACIDAD ADMISIBLE DEL TERRENO 35 Ton /m ² PROFUNDIDAD DE CIMENTACION Df=1.50 m Medida desde NIVEL SOTANO
LOCALIZACION DEL PROYECTO	PERFIL DE SUELO:
BARRANQUILLA – ATLANTICO	Suelo Tipo = D (Según NSR 10)

ANEXO 16. Cuadro de especificaciones estructurales

El estudio de suelo es suministrado por la empresa Geoteco S.A.S, ya que ella fue la entidad encargada de hacer el análisis sobre la presión admisible del suelo y los usos a la cual se pueden desarrollar.



ANEXO 17. Punto de desempeño de la estructura

Punto de desempeño de la edificación, dado por el software de diseño SAP 2000, que se establece cuando se interceptan el espectro con la curva de capacidad de la estructura, cuyas coordenadas son (1.555, 0.146), (punto dado por la intersección de las dos líneas).